



VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Železobetonová konstrukce atypického rodinného domu

Reinforced concrete structure of atypical family house

Student:

Tomáš Konečný

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Martina Janulíková Ph.D.

Ostrava 2016

Zadání bakalářské práce

Student: **Tomáš Konečný**
Studijní program: B3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607R037 Konstrukce staveb
Téma: **Železobetonová konstrukce atypického rodinného domu**
Reinforced concrete structure of atypical family house
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

V rámci této práce bude zpracován návrh a statický výpočet vybraných železobetonových nosných prvků atypického rodinného domu (stropní deska, překlady, průvlaky aj.). Posouzení bude provedeno pro mezní stav únosnosti i použitelnosti. V práci budou zpracovány vybrané výkresy tvaru a vybrané výkresy výztuže včetně potřebných detailů.

Seznam doporučené odborné literatury:

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí - část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2006.


Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

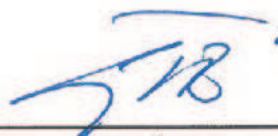
Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Martina Janulíková, Ph.D.**

Datum zadání: 31.10.2015

Datum odevzdání: 02.05.2016




doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.
vedoucí katedry


prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího bakalářské práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě22. 4. 2016.....

..........

Podpis studenta

Prohlašuji:

- byl jsem seznámen s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. - autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevydělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě22.4.2016.....

Kmuc

Anotace

Bibliografická citace:

KONEČNÝ, Tomáš. *Železobetonová konstrukce atypického rodinného domu: bakalářská práce*. Ostrava: Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, 2016. 49 s.

Cílem této bakalářské práce je návrh rozměrů a statické posouzení železobetonové konstrukce atypického rodinného domu. Projekt se zabývá především stropní konstrukcí, která je z architektonických důvodů složitěji členěna. Pozornost je věnována také průvlakům monoliticky spojených s konstrukcí stropu. Vnitřní síly pro stropní desku jsou vypočteny na modelu pomocí MKP softwaru, zatímco pro průvlaky je zvolen ruční výpočet dle podmínek rovnováhy. Dimenzování se zabývá návrhem výztuže při splnění všech konstrukčních zásad. Následně jsou konstrukce posouzeny na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti. Součástí projektu je také příslušná výkresová dokumentace.

Abstract

Bibliographic citation:

KONEČNÝ, Tomáš. *Reinforced concrete structure of atypical family house: bachelor's thesis*. Ostrava: Technical university of Ostrava, Faculty of Civil Engineering, Department of Building Construction, 2016. 49 p.

The scope of this bachelor's thesis is to design dimensions and do static assessment of reinforced concrete construction of atypical family house. Basically, the project is focused on sub-floor, which has a complex shape due to architectural reasons. This work also deals with beams which are connected monolithically to sub-floor together. Analysis of the slab is executed by using computational FEM software, while internal forces of beams are determined manually accordance with equations of equilibrium. The task of the proper construction design is to apply the appropriate amount of reinforcement while respecting all of the construction principles. Subsequently, the construction are considered for ultimate limit state and serviceability limit state. A part of this project is also a design documentation.

Klíčová slova

Železobetonová konstrukce, atypický rodinný dům, stropní konstrukce, průvlaky, dimenzování, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti

Keywords

Reinforced concrete structure, atypical family house, sub-floor, beams, design, ultimate limit state, serviceability limit state

Obsah bakalářské práce

Seznam použitého značení	9
1 Úvod	12
2 Technická zpráva statiky	12
2.1 Základní informace	12
2.2 Dispoziční řešení stavby	13
2.3 Základy	14
2.4 Svislé nosné konstrukce	15
2.5 Vodorovné nosné konstrukce	15
2.5.1 Stropní desky	15
2.5.2 Věnce a průvlaky	15
2.6 Střešní konstrukce	16
3 Popis skladeb	16
4 Výpočet zatížení	16
4.1 Stálá zatížení	17
4.2 Užitná zatížení	19
4.3 Zatížení sněhem	20
4.4 Zatížení větrem	22
4.4.1 Rychlost a tlak větru	22
4.4.2 Tlak větru na střešní konstrukci	24
4.4.3 Součinitele vnějšího a vnitřního tlaku	24
4.4.4 Výsledné tlaky větru na střešní plášť	25
4.5 Zatížení stropní konstrukce	26
4.5.1 Zatížení stálá	27
4.5.2 Zatížení užitná	30
4.5.3 Zatížení sněhem a větrem	30
4.6 Zatížení průvlaků	31
5 Výpočet vnitřních sil	33
5.1 Vnitřní síly stropu na výpočetním modelu	34
5.2 Vnitřní síly stropu ručním výpočtem	35
5.3 Výpočet vnitřních sil průvlaků	39
6 Návrh a posouzení	39
6.1 Návrh a posouzení stropní konstrukce	40
6.1.1 Krytí výztuže	40
6.1.2 Plocha ohybové výztuže	41
6.1.3 Posouzení stropu na MSÚ	41
6.1.4 Konstrukční zásady	42
6.1.5 Posouzení stropu na MSP	44
6.2 Návrh pozedního věnce	47
6.3 Návrh a posouzení průvlaků	47
6.3.1 Krytí výztuže	48
6.3.2 Plocha ohybové výztuže	49
6.3.3 Posouzení průvlaku PR2 na MSÚ - ohyb	50

6.3.4	Konstrukční zásady ohybové výztuže.....	53
6.3.5	Návrh smykové výztuže pro průvlak PR2	54
6.3.6	Posouzení průvlaků PR2 na MSÚ - smyk.....	56
6.3.7	Konstrukční zásady smykové výztuže	57
6.3.8	Posouzení průvlaku PR2 na MSP	58
7	Závěr.....	59
8	Seznam použitých pramenů.....	61
9	Přílohy	62

Seznam použitého značení

LATINSKÁ PÍSMENA VELKÁ

$A \dots$	plocha [m^2]
$C \dots$	ohybová poddajnost [$(\text{MN})^{-1}\text{m}^{-2}$]; součinitel [-]
$E \dots$	modul pružnosti [GPa]
$F \dots$	síla ve výztuži [kN]
$I \dots$	intenzita turbulence [-]; moment setrvačnosti průřezu [m^4]
$K \dots$	součinitel [m] (pro výpočet vymezení štíhlosti)
$L \dots$	délka [m]
$M \dots$	ohybový moment [kNm]
$N \dots$	normálová síla [kN]
$S \dots$	osová vzdálenost [m]; plocha [m^2]; statický moment [m^3]
$V \dots$	posouvající síla [kN]

LATINSKÁ PÍSMENA MALÁ

$a \dots$	plocha [m^2]; vzdálenost [m]
$b \dots$	šířka [m]
$c \dots$	krytí výztuže [m]; součinitel [-]
$d \dots$	průměr [m]; účinná výška průřezu [m]
$f \dots$	průhyb [m];
$g \dots$	plošné (liniové) stálé zatížení [kN/m^2] ([kN/m])
$h \dots$	výška [m]
$k \dots$	součinitel [-]
$l \dots$	délka [m] (např. kotevní, celková délka příček)
$m \dots$	měrný ohybový moment [kNm/m]; plošná (liniová) hmotnost [kg/m^2] ([kg/m])
$n \dots$	počet prutů výztuže [-]
$p \dots$	celkové plošné zatížení [kN/m^2]
$q \dots$	plošné (liniové) nahodilé zatížení [kN/m^2] ([kN/m])
$1/r \dots$	křivost [m^{-1}]
$s \dots$	vzdálenost prutů [m]; zatížení sněhem [kN/m^2]
$v \dots$	rychlost větru [m/s]
$w \dots$	průhyb [m]; zatížení větrem [kN/m^2]; šířka trhliny [m]

$x \dots$	výška tlačené oblasti průřezu [m]
$z \dots$	rameno vnitřních sil [m]; výška [m]

ŘECKÁ PÍSMENA

$\alpha \dots$	poměr [-]; úhel [°]
$\chi \dots$	součinitel redukce kladných momentů v poli [-]
$\varepsilon \dots$	poměrné přetvoření [-]
$\phi \dots$	průměr prutu výztuže [m]
$\varphi \dots$	součinitel dotvarování [-]
$\gamma \dots$	dílčí součinitel [-]
$\kappa \dots$	součinitel [-] (pro výpočet vymezující štíhlosti)
$\lambda \dots$	štíhlost [-]
$\mu \dots$	tvarový součinitel [-]
$\nu \dots$	ekvivalentní smyková pevnost [MPa]; součinitel [-]
$\theta \dots$	úhel tlačných diagonál [°]
$\rho \dots$	objemová hmotnost [kg/m ³]; stupeň vyztužení [-]

DOLNÍ INDEXY

$b \dots$	průvlak; soudržnost; základní
$bal \dots$	mezní
$c \dots$	beton
$ca \dots$	autogenní smršťování betonu
$cd \dots$	vysychání betonu
$cr \dots$	kritický
$d \dots$	dolní, návrhový
$dir \dots$	směr větru
$dur \dots$	podmínky prostředí
$e \dots$	expozice; modul pružnosti; referenční; vnější
$eff \dots$	efektivní
$E \dots$	účinek zatížení
$F \dots$	zatížení
$g \dots$	kamenivo

<i>h</i> ...	horní
<i>i</i> ...	ideální; vnitřní
<i>I</i> ...	intenzita turbulence
<i>k</i> ...	charakteristický
<i>l</i> ...	podélný
<i>lim</i> ...	limitní
<i>lt</i> ...	dlouhodobý
<i>m</i> ...	střední; průměrný
<i>min</i> ...	minimální
<i>max</i> ...	maximální
<i>nom</i> ...	jmenovitý
<i>o</i> ...	ortografie
<i>p</i> ...	příčka; příložka; tlak
<i>prov</i> ...	provozní (skutečná); příčka; příložka; tlak
<i>r</i> ...	drsnost; reakce; roznášecí; pozední věnec
<i>red</i> ...	redukovaný
<i>req</i> ...	požadovaný
<i>R</i> ...	únosnost
<i>s</i> ...	návěj sněhu; ocel; prut výztuže; smršťování, střecha
<i>season</i> ...	roční období
<i>t</i> ...	tah; tepelný; terén; třmínek
<i>tab</i> ...	tabelizovaný
<i>w</i> ...	výchozí základní (dle mapy); smyková výztuž
<i>x; y; z</i> ...	směr, souřadnice
<i>y</i> ...	mez kluzu
<i>0</i> ...	výchozí; nulové momenty (<i>l₀</i> – vzdálenost nulových momentů)

1 Úvod

Náplní této bakalářské práce je primárně navrhnout a následně posoudit základní železobetonové prvky rodinného domu na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti dle platné evropské normy EC2 [5]. Veškeré zásady při navrhování jsou dle ČSN EN 1990 [1]. Součástí tohoto projektu je taktéž příslušná výkresová dokumentace. Především se jedná o výkresy půdorysu a řezu 1. PP, 1. NP, 2. NP, výkres tvaru stropní konstrukce nad 1. NP a výkresy výztuže jednotlivých posuzovaných ŽB prvků. Statický výpočet je zaměřen na vybrané ŽB prvky mezi něž patří stropní konstrukce nad 1. NP, průvlaky nad otvory ve zdivu a průvlak vyztužující strop lokálně zatížený stěnou z 2. NP. Konstrukce stropu je modelována pomocí softwaru Scia Engineer 15 [8] a dílčí vypočtené vnitřní síly jsou porovnány s výsledky ručního zjednodušeného výpočtu. Vnitřní síly pro průvlaky jsou vypočítány ručně z podmínek rovnováhy.

Rodinný dům má z architektonických důvodů netypický složitější půdorys a bude situován v Klimkovicích blízko města Ostravy. Stavba se skládá ze dvou stavebních objektů a to samotného rodinného domu SO 01 a přilehlé garáže SO 02, která v rámci této práce není řešena. Projekt je založen na podkladech reálného projektu z praxe. Realizace této stavby není stále zatím dokončena. Stavební objekt SO 01 má dvě nadzemní podlaží s částečně podsklepenou částí v terénu, kde podle hydrogeologického průzkumu není rizikový výskyt radonu. Tudíž nejsou zapotřebí pro tuto stavbu žádná protiradonová opatření. Střecha celého objektu je tvořena ze tří střešních rovin pultového tvaru. Zdivo je tvořeno z keramických tvárnic. Základovou konstrukci tvoří základové pásy z prostého betonu.

2 Technická zpráva statiky

2.1 Základní informace

V rámci řešení statiky objektu SO 01 – Rodinný dům v Klimkovicích, je zpracováno stavebně konstrukční řešení vybraných ŽB konstrukcí, které jsou zahrnuty v náplni bakalářské práce. Řešení je zpracováno formou statického výpočtu a příslušné výkresové dokumentace. Samotná konstrukce stěny a střechy objektu v rámci této práce není staticky řešena. Základní technické údaje pro všechny jednotlivé konstrukce této stavby jsou uvedeny v následujících podkapitolách této technické zprávy.

Předmětem statického výpočtu je:

- Stropní konstrukce – monolitický ŽB strop
- Průvlaky – monolitické ŽB překlady a průvlaky

Návrh a posudek nosných konstrukcí je proveden podle současně platných evropských norem uvedených v seznamu použitých pramenů. Pro výpočtový model je využit výpočetní program [8]. Posuzované konstrukce jsou staticky posouzeny na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti.

Stavba je navržena z odolných a současně běžných materiálů. Projekt tvoří obytná část stavby a samostatně stojící garáž. Zkoncipován je konstrukční systém stěnový obousměrný s tuhou stropní deskou a pultovou střešní konstrukcí. Rodinný dům je dvoupodlažní s odlišným půdorysem 2. NP. Z tohoto důvodu je střešní konstrukce rozdělena na 3 střešní roviny. Objekt je částečně podsklepený s odstupňovaným základem. Pod úrovní terénu jsou navrženy ŽB stěny ležící na základovém pásu z prostého betonu s výztuhami z měkké betonářské oceli v rozích a koutech. Základová spára je navržena v nezámrné hloubce. Svislé konstrukce jsou navrženy z keramických bloků Porotherm a svázané jsou ŽB věnci ve stropní rovině. Stropy jsou navrženy jako monolitické ŽB obousměrně vyztužené. Část stropní desky tvořící koutový balkón je navržena jako konzolová konstrukce. Krokve jsou kotveny přímo do ztužujících ŽB věnců, přebírajících funkci pozednice. Střešní konstrukci tvoří dvě dimenze krokvi dle zatížení střešní roviny.

2.2 Dispoziční řešení stavby

Objekt je částečně podsklepený se složitějším půdorysným tvarem z důvodu požadavků architekta na vzhled. Půdorys objektu je přibližně tvaru L s jistými ustupujícími částmi viz výkresová dokumentace konstrukčně stavební části.

Rodinný dům je dvoupodlažní se severozápadně stojící garáží, která je od domu oddělena zastřešeným závětrím (průchozí část mezi jednotlivými budovami). Střecha je v této části spojitá, jeden celek střešní roviny vede nad 1.NP obytné části a pokračuje nad garáž. Stropní ŽB konstrukce 1.NP je navržena na celý půdorys včetně vyložené koutové balkónové desky. Půdorys 2.NP je rozměrově menší a jeho strop je tvořen sádkokartonovým podhledem. Střecha obytné části objektu a garáže je jednoplášťová. V místě, kde neleží 2.NP nad 1.NP

je střecha dvouplášťová, díky pokračující ŽB stropní konstrukci a dřevěným krokvim pultové střechy.

Výškově je objekt navržen takto:

Výšková úroveň šterkopískového zhutněného podsypu se mění dle úrovně původního terénu, který je svažité.

Spodní hrana základového pásu podsklepené části (základová spára)	-3,350 m
Horní hrana základového pásu podsklepené části (úroveň HI)	-2,850 m
Spodní hrana základového pásu nepodsklepené části (základová spára)	-1,100 m
Horní hrana základového pásu nepodsklepené části (úroveň HI)	-0,800 m
1.NP (úroveň hrubé podlahy)	-0,200 m
2.NP (úroveň hrubé podlahy)	2,800 m
Nejvyšší úroveň střešní roviny nad 2. NP	7,020 m
Nejvyšší úroveň střešní roviny nad 1. NP na jižní straně	3,940 m
Nejvyšší úroveň střešní roviny nad 1. NP na severní straně	3,390 m

Přesné tvary a členění konstrukce viz výkresová dokumentace konstrukčně stavební části.

2.3 Základy

Základová konstrukce se skládá ze základových pásů šířky minimálně 600 mm. Na základech jsou umístěny ŽB stěny skryty pod úrovní terénu, na nichž leží obvodové a nosné konstrukce. Rozměry pásů závisí na tloušťce stěn, které jsou jimi zatíženy. Tepelná izolace je dovedena až k hornímu povrchu základového pásu. Beton je třídy C20/25. Vyztužení základů je provedeno z betonářské oceli třídy B420B.

Základové poměry jsou vyhovující pro založení rodinného domu bez zvláštních speciálních požadavků. Základovou půdu převážně tvoří jíl písčité s přechody do písku a písek hlinitý s přechody do písku. Pro návrh se tedy jedná o zeminu F4/S5 (S4/S3). Výskyt radonu je zcela vyloučen. Není proto důvod žádného protiradonového opatření. Základová konstrukce není součástí statického řešení této bakalářské práce.

2.4 Svislé nosné konstrukce

Obvodový plášť je navržen o tloušťce 400 mm z keramických bloků Porotherm P10. Vnitřní nosné stěny jsou navrženy o tloušťce 300 mm a 240 mm, taktéž z keramických bloků Porotherm P15. Tloušťka zdiva je zvolena dle svého účelu nosné funkce a dispozičního řešení. Nenosné příčky v 1. NP jsou navrženy převážně z cihel Porotherm P+D tloušťky 115 mm. V 2. NP jsou z akustických důvodů navrženy příčky z cihel Porotherm AKU P10 tloušťky 115 mm. Ostatní rozměry a typy příček viz výkresová dokumentace. Svislé konstrukce nejsou v rámci této práce řešeny.

2.5 Vodorovné nosné konstrukce

Vodorovné konstrukce jsou tvořeny ŽB deskami a ŽB průvlaky. V rámci této práce je řešena stropní konstrukce nad 1. NP, včetně všech průvlaků. Dále viz výkresová dokumentace.

2.5.1 Stropní desky

Jsou tvořeny ŽB deskami tl. 200 mm z betonu třídy C25/30 a betonářské výztuže B550B. Pro oba povrchy jsou zvoleny kari-sítě $\phi 8/200/200$. V místech horního líce, kde je konstrukce namáhána většími zápornými momenty, jsou vloženy příložky po 100 mm a 200 mm dle statického výpočtu. Příložky u okrajů desky jsou řádně zakotveny provlečením kolem věnce. Konstrukční řešení viz výkresy výztuže stropní konstrukce nad 1. NP.

2.5.2 Věnce a průvlaky

Pozední ztužující věnce jsou navrženy jako součást stropní desky s rozměry 250x250 mm, 300x250 mm a 400x250 mm s podélnou výztuží 4x $\phi 12$ mm s třmínky $\phi 6$ po 250 mm. Pro vybrané průvlaky byly zpracovány podrobné. Ostatní vodorovné nosné prvky jsou reprezentovány jedním výkresem s příčnými řezy. Podrobnější informace o vyztužení těchto průvlaků lze vyčíst ze statického výpočtu. Průvlak PR1 má navíc přidanou výztuž na pokrytí krouticího momentu. Jedná se o přidání třmínků a přidání podélných prutů 4x $\phi 10$ mm na okraje průřezu.

2.6 Střešní konstrukce

Střecha je pultového tvaru a je tvořena 3 rovinami. Nosnou část tvoří vazníky z lepeného lamelového dřeva. Jejich dimenze závisí na jejich rozpětí a působícím zatížení na střešní plášť. Vazníky jsou ukotveny dvojicí úhelníků a závitovou tyčí k železobetonovému věnci. U střešní roviny S3 nad 1. NP, která pokračuje nad příležíci garáž jsou nosníky zakotveny do kapes ve zdivu od 2. NP. Nad prvním 1. NP je střecha dvoupplášťová (tvořena vazníky a ŽB stropní deskou) a nad 2. NP je střecha jednopplášťová (tvořena vazníky). Nosná konstrukce v 2. NP je zakryta sádkartonovým podhledem. Označení střešních rovin (S1, S2, S3) viz obr. 4.1. Tato konstrukce není součástí statického výpočtu bakalářské práce.

3 Popis skladeb

V této kapitole jsou popsány některé skladby podlah a střechy. Jedná se o takové skladby, které jsou důležité pro výpočet stálého zatížení stropní konstrukce. Skladba střechy nad 2. NP zatěžuje nosnou stěnu působící na stropní konstrukci také jako stálé zatížení.

V místnosti 2.01, 2.02, respektive v koupelně a WC, je navržena keramická dlažba (skladba D). V ostatních uzavřených místnostech tohoto podlaží je navržena dřevěná lamelová podlaha (skladba E). V balkónové části 2. NP je nášlapná plocha tvořena mrazuvzdornou betonovou dlažbou (skladba F). Podlaha na balkóně je pod spádem 2% směrem k obvodové stěně, kde je odtokový kanálek. Podrobný popis vrstev podlah je ve výkresové dokumentaci – viz výkres skladby podlah. Střešní skladby jsou uvedeny ve výkresové dokumentaci – viz výkresy řezů.

4 Výpočet zatížení

Výpočet zatížení je názorně uveden zpracován formou tabulek. Vypočteno je zatížení stálé, zatížení užitné, zatížení sněhem a zatížení větrem. Zatížení stálé představuje vlastní tíha skladby střechy, skladby stropu. Tíha stěn a příček působící na stropní konstrukci je vypočtena v pozdější kapitole 4.5. Průvlaky jsou zatíženy reakcemi od stropu a zároveň konstrukcemi z 2. NP (např. obvodová stěna) – řešeno v kapitole 4.6. Zatížení užitné se liší dle části konstrukce, na které se nachází.

4.1 Stálá zatížení

Uvedeny jsou jednotlivé skupiny zatížení působící na stropní konstrukci nebo na nosné stěny v charakteristických hodnotách na jednotku plochy. Velikost těchto zatížení se liší v určitých oblastech stropní konstrukce. Dále jsou také znázorněna zatížení střechy, které je přepočítáno v pozdější kapitole 4.5 na zatížení liniové působící na stropní desku. Součinitel zatížení $\gamma_F=1,35$. Výpočet je proveden dle ČSN EN 1991-1-1 [2].

Tab. 4.1 **Zatížení stálé 1** – Skladba podlahy D

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻²]
keramická dlažba tl. 10 mm, $\rho=2200 \text{ kg·m}^{-3}$	$22 \cdot 0,01$	0,22
lepidlo na dlažbu, tl. 5 mm $\rho=1700 \text{ kg·m}^{-3}$	$17 \cdot 0,005$	0,09
anhydritový litý potěr, tl. 55 mm $\rho=2300 \text{ kg·m}^{-3}$	$23 \cdot 0,055$	1,27
elastifikovaný PS - kročejová iz. tl. 30 mm, $\rho=25 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,25 \cdot 0,03$	0,01
EPS 100 S, tl. 60 mm $\rho=23 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,23 \cdot 0,06$	0,01
ŽB deska, tl. 200 mm $\rho=2500 \text{ kg·m}^{-3}$	$25 \cdot 0,2$	5,00
vnitřní omítka, tl. 15 mm $\rho=2100 \text{ kg·m}^{-3}$	$21 \cdot 0,015$	0,32
Suma		6,91

Charakteristická hodnota zatížení: $g_{1,k}=6,91 \text{ kN/m}^2$

Tab. 4.2 **Zatížení stálé 2** – Skladba podlahy E

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻²]
dř. dvouvrstvá lamelová podlaha tl. 17 mm, $\rho=1000 \text{ kg·m}^{-3}$	$10 \cdot 0,017$	0,17
anhydritový litý potěr, tl. 50 mm $\rho=2300 \text{ kg·m}^{-3}$	$23 \cdot 0,05$	1,15
elastifikovaný PS - kročejová iz. tl. 30 mm, $\rho=25 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,25 \cdot 0,03$	0,01
EPS 100 S, tl. 60 mm $\rho=23 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,23 \cdot 0,06$	0,01
ŽB deska, tl. 200 mm $\rho=2500 \text{ kg·m}^{-3}$	$25 \cdot 0,2$	5,00
vnitřní omítka, tl. 15 mm $\rho=2100 \text{ kg·m}^{-3}$	$21 \cdot 0,015$	0,32
Suma		6,66

Charakteristická hodnota zatížení: $g_{2,k}=6,66 \text{ kN/m}^2$

Tab. 4.3 **Zatížení stálé 3** – Skladba podlahy F

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻²]
mrazuvzdorná betonová dlažba tl. 50 mm, $\rho=2300 \text{ kg·m}^{-3}$	$23 \cdot 0,05$	1,15
TI extrudovaný polystyren XPS tl. 100 mm, $\rho=30 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,30 \cdot 0,1$	0,03
spádový potěr, tl. 5 - 45 mm $\rho=2300 \text{ kg·m}^{-3}$	$23 \cdot 0,005$	0,12
	$23 \cdot 0,045$	1,04
ŽB deska, tl. 200 mm $\rho=2500 \text{ kg·m}^{-3}$	$25 \cdot 0,2$	5,00
2x EPS 70 F, tl. 2x70 mm $\rho=20 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,20 \cdot 0,14$	0,03
tenkovrstvá omítka, tl. 5 mm $\rho=2100 \text{ kg·m}^{-3}$	$21 \cdot 0,005$	0,11
Suma		6,43
		7,35

Charakteristické hodnoty zatížení: $g_{3,k,1}=6,43 \text{ kN/m}^2$, $g_{3,k,2}=7,35 \text{ kN/m}^2$

Tab. 4.4 **Zatížení stálé 4** – spodní část skladby střechy S1

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻²]
TI minerální vlna, tl. 2x170 mm $\rho=80 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,8 \cdot 0,4$	0,27
ŽB deska, tl. 200 mm $\rho=2500 \text{ kg·m}^{-3}$	$25 \cdot 0,2$	5,00
vnitřní omítka, tl. 15 mm $\rho=2100 \text{ kg·m}^{-3}$	$21 \cdot 0,015$	0,32
Suma		5,59

Charakteristická hodnota zatížení: $g_{4,k}=5,59 \text{ kN/m}^2$

Tab. 4.5 **Zatížení stálé 5** – spodní část skladby střechy S2

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻²]
TI minerální vlna, tl. 100 mm $\rho=80 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,8 \cdot 0,1$	0,08
ŽB deska, tl. 200 mm $\rho=2500 \text{ kg·m}^{-3}$	$25 \cdot 0,2$	5,00
Tepelná izolace EPS, tl. 50 mm $\rho=23 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,23 \cdot 0,05$	0,01
vnitřní omítka, tl. 15 mm $\rho=2100 \text{ kg·m}^{-3}$	$21 \cdot 0,015$	0,32
Suma		5,41

Charakteristická hodnota zatížení: $g_{5,k}=5,41 \text{ kN/m}^2$

Tab. 4.6 **Zatížení stálé 6** – skladba střechy S3

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻²]
Titanzinková krytina $\rho=5,04 \text{ kg·m}^{-2}$		0,05
Bednění z OSB desek 3/N tl. 24 mm, $\rho=600 \text{ kg·m}^{-3}$	$6 \cdot 0,024$	0,14
Lepené vazníky, $h=0,4 \text{ m}$ $b=0,18 \text{ m}$, $b_t=0,85 \text{ m}$, $\rho=600 \text{ kg·m}^{-3}$	$3,8 \cdot 0,4 \cdot 0,18 / 0,85$	0,68
TI minerální vlna, tl. 2x170 mm $\rho=80 \text{ kg·m}^{-3}$	$0,8 \cdot 0,34$	0,27
Sádrokartonový podhled $m=10 \text{ kg·m}^{-2}$		0,10
Suma		1,25

Charakteristická hodnota zatížení: $g_{6,k}=1,25 \text{ kN/m}^2$

Tab. 4.7 **Zatížení stálé 7** – vrchní část skladby střechy S1

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻²]
Titanzinková krytina $m=5,04 \text{ kg·m}^{-2}$		0,05
Bednění z OSB desek 3/N tl. 24 mm, $\rho=600 \text{ kg·m}^{-3}$	$6 \cdot 0,024$	0,14
Lepené vazníky, $h=0,3 \text{ m}$ $b=0,18 \text{ m}$, $b_t=0,75 \text{ m}$, $\rho=600 \text{ kg·m}^{-3}$	$3,8 \cdot 0,3 \cdot 0,18 / 0,75$	0,27
Suma		0,47

Charakteristická hodnota zatížení: $g_{7,k}=0,47 \text{ kN/m}^2$

4.2 Užitná zatížení

Užitné zatížení je zvlášť uvažováno pro stropní konstrukci, balkóny a střechy. Hodnoty jsou zvoleny podle Národní přílohy ČR. Součinitel zatížení $\gamma_F=1,5$. Výpočet je proveden dle ČSN EN 1991-1-1 [2].

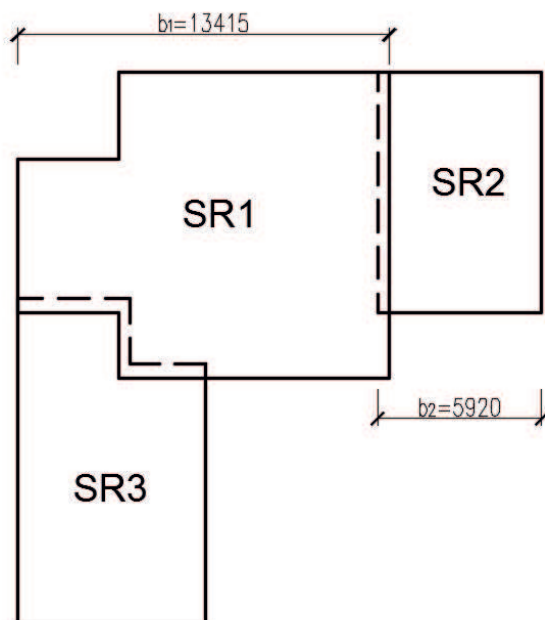
Tab. 4.8 **Zatížení užitná**

Kategorie zatěžovaných ploch (typ konstrukce)	Stanovené použití	q_k [kN·m ⁻²]
A (stropní konstrukce)	obytné plochy	1,5
A (balkóny)	obytné plochy	3,0
H (střechy)	střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav	0,75

Užitné zatížení střechy kategorie H se neuplatní, protože dominuje zatížení sněhem.
Charakteristické hodnoty zatížení: $q_{1,k}=1,5 \text{ kN/m}^2$, $q_{2,k}=3,0 \text{ kN/m}^2$

4.3 Zatížení sněhem

Lokalita, do které je rodinný dům navržen, leží v ČR v Klimkovicích, ve II. sněhové oblasti. Zatížení je počítáno na střešní roviny, které jsou ve sklonu do 5° . Uvažuje se jako plocha střecha. Pro výpočet jsou vybrány pouze ty střešní roviny, které jsou potřeba pro výpočet zatížení sněhem na nosné stěny, které budou dále zatěžovat stropní konstrukci nebo průvlaky. Jedná se tedy o střešní rovinu SR1, která náleží střešní skladbě S2 a střešní rovinu SR2, náležící střešní skladbě S3. Pro střešní rovinu SR1 je zvolen typ krajiny normální a pro rovinu SR2 je zvolen typ krajiny chráněná, protože tato rovina je výrazně níže, než sousedící rovina SR1. Navíc se na střešní rovině SR2 budou tvořit návěje a zatížení bude lichoběžníkového tvaru. Střešní roviny jsou schematicky znázorněny na obr. 4.1. Součinitel zatížení $\gamma_F=1,5$. Výpočet zatížení sněhem je proveden dle ČSN EN 1991-1-3 [3].



Obr. 4.1 Půdorys střešních rovin

Tab. 4.9 Údaje a hodnoty pro výpočet zatížení sněhem na rovině SR1

Střešní rovina SR1	
Klimatický region	Česká republika - Klimkovice
Sněhová oblast II	$s_k=1 \text{ kN/m}^2$
Typ střechy	plochá
Sklon střechy	$\alpha=5^\circ$
Typ krajiny	normální
Součinitel expozice	$C_e=0,8$
Tepelný součinitel	$C_t=1,0$
Tvarový součinitel	$\mu_l=0,8 (\alpha \leq 30^\circ)$

Charakteristická hodnota zatížení sněhem na střešní rovině SR1:

$$s_{1,k} = \mu_1(5^\circ) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \mathbf{0,8 \text{ kN/m}^2} \quad (4.1)$$

Tab. 4.10 Údaje a hodnoty pro výpočet zatížení sněhem na rovině SR2

Střešní rovina SR2	
Klimatický region	Česká republika - Klimkovice
Zatížení sněhem na zemi dle mapy (sněhová oblast II)	$s_k=1 \text{ kN/m}^2$
Typ střechy	plochá
Sklon střechy	$\alpha=5^\circ$
Typ krajiny	chráněný
Součinitel expozice	$C_e=1.2$
Tepelný součinitel	$C_t=1.0$
Tvarový součinitel	$\mu_l=0.8 (\alpha \leq 30^\circ)$
Tvarový součinitel zohledňující sesuv sněhu z horní střechy	$\mu_s=0 (\alpha \leq 15^\circ)$
Výškový rozdíl střešních rovin SR1 a SR2	$h_s=2,865 \text{ m}$
Délka horní střechy (viz obr. 6)	$b_1=13,415 \text{ m}$
Délka spodní střechy (viz obr. 6)	$b_2=5,92 \text{ m}$
Objemová tíha sněhu:	$\gamma=2 \text{ kN/m}^3$

Tvarový součinitel zatížení sněhem zohledňující působení větru je vypočten a musí být splněna podmínka:

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2 \cdot h_s} = \frac{(13,415 + 5,92)}{2 \cdot 2,865} = 3,374 \leq \frac{\gamma \cdot h_s}{s_k} = \frac{2 \cdot 2,865}{1} = 5,73 \quad (4.2)$$

Podmínka je splněna. Tudiž $\mu_w=3,374$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0 + 3,374 = 3,374 \quad (4.3)$$

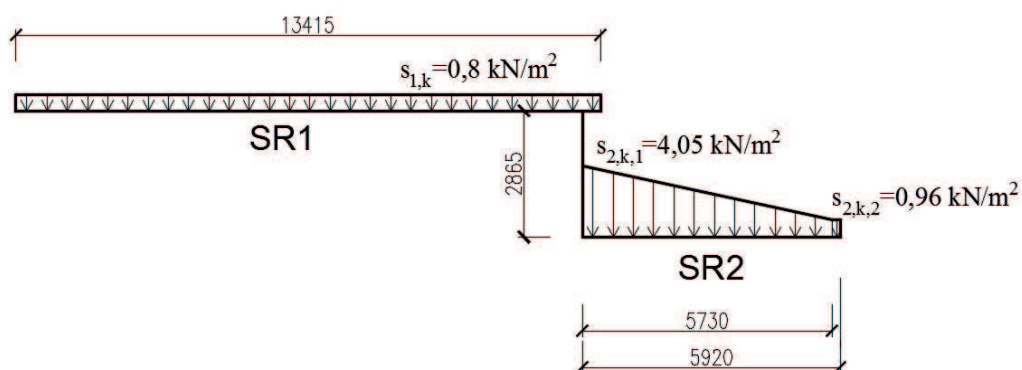
Délka návěje je vypočtena:

$$l_s = 2 \cdot h_s = 2 \cdot 2,865 = 5,73 \text{ m} \quad (4.4)$$

Charakteristická hodnota lichoběžníkového zatížení sněhem na střešní rovině SR2:

$$s_{2,k,1} = \mu_1(5^\circ) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \mathbf{0,96 \text{ kN/m}^2} \quad (4.5)$$

$$s_{2,k,2} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 3,374 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \mathbf{4,05 \text{ kN/m}^2} \quad (4.6)$$



Obr. 4.2 Zatížení sněhem na střešní roviny SR1 a SR2

4.4 Zatížení větrem

Objekt leží na území ČR, ve II. větrové oblasti. Stejně jako u výpočtu zatížení sněhem, pro výpočet předpokládáme střechu plochou. Pro výpočet se použijí opět roviny SR1 a SR2. Je zvolen terén kategorie II, což patří do oblasti s nízkou vegetací. Ostatní potřebné údaje a hodnoty pro tento výpočet jsou uvedeny v tab. 4.11, 4.12 a 4.13. Součinitel zatížení $\gamma_F=1,5$. Výpočet zatížení větrem je proveden dle ČSN EN 1991-1-4 [4].

4.4.1 Rychlost a tlak větru

Tab. 4.11 Údaje a hodnoty pro výpočet základní rychlosti větru

Údaje a hodnoty pro výpočet základní rychlosti větru	
Klimatický region	Česká republika - Klimkovice
Výchozí základní rychlost větru dle mapy (větrová oblast II)	$v_{b,0}=25 \text{ kN/m}^2$
Součinitel směru větru	$c_{dir}=1,0$
Součinitel ročního období	$c_{season}=1,0$

Základní rychlost je vypočtena:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ m/s} \quad (4.7)$$

Tab. 4.12 Údaje a hodnoty pro výpočet součinitele terénu, součinitele drsnosti

Údaje a hodnoty pro výpočet součinitele terénu, součinitele drsnosti	
Nejvyšší bod střechy	$h_1=7,05$ m
Nejvyšší bod střechy	$h_2=4,0$ m
Referenční výška	$z_{e,1}=h_1=7,5$ m (konzervativně)
Referenční výška	$z_{e,2}=h_2=4,0$ m (konzervativně)
Parametr drsnosti terénu (kategorie terénu II)	$z_o=0,05$ m
Minimální výška (kategorie terénu II)	$z_{min}=2$ m
	$z_{o,II}=0,05$ m

Součinitel terénu se dostane dosazením do vzorce:

$$k_t = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{o,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19 \quad (4.8)$$

Následovně jsou vypočteny součinitele drsnosti střešních rovin SR1 a SR2 dosazením do vzorců a musí být splněna podmínka:

$$c_r(z_1) = k_t \cdot \ln \frac{z_1}{z_0} = 0,19 \cdot \frac{7,05}{0,05} = 0,94 \quad (4.9)$$

$$c_r(z_2) = k_t \cdot \ln \frac{z_2}{z_0} = 0,19 \cdot \frac{4,0}{0,05} = 0,833 \quad (4.10)$$

$$z_1 \geq z_2 \geq z_{min} \rightarrow 7,05 \text{ m} \geq 4 \text{ m} \geq 2 \text{ m} \rightarrow \text{splněno} \quad (4.11)$$

Tab. 4.13 Údaje a hodnoty pro výpočet střední rychlosti větru, intenzity turbulence a základního tlaku větru

Údaje a hodnoty pro výpočet středních rychlostí větru, intenzit turbulence a základních tlaků větru	
Součinitel ortografie	$c_o(z_1)=c_o(z_2)=1.0$ (běžně)
Součinitel turbulence:	$k_t=1,0$ (běžně)
Hustota vzduchu:	$\rho=1,25$ kg/m ³

Střední rychlosti větru střešních rovin SR1 a SR2 jsou vypočteny dosazením do vzorců:

$$v_m(z_1) = c_r(z_1) \cdot c_o(z_1) \cdot v_b = 0,94 \cdot 1,0 \cdot 25 = 23,507 \text{ m/s} \quad (4.12)$$

$$v_m(z_2) = c_r(z_2) \cdot c_o(z_2) \cdot v_b = 0,833 \cdot 1,0 \cdot 25 = 20,815 \text{ m/s} \quad (4.13)$$

Hodnoty intenzit turbulence $I_v(z_1)$ a $I_v(z_2)$ střešních rovin SR1 a SR2 se vypočtou následovně:

$$I_v(z_1) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z_1}{z_0}} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln \frac{7,05}{0,05}} = 0,202 \quad (4.14)$$

$$I_v(z_2) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z_2}{z_0}} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln \frac{4,0}{0,05}} = 0,228 \quad (4.15)$$

Pro určení výsledných zatížení větrem střešních rovin SR1 a SR2 jsou významné charakteristické maximální dynamické tlaky $q_p(z_1)$ a $q_p(z_2)$, které se stanoví ze vztahů:

$$q_p(z_1) = (1 + 7 \cdot I_v(z_1)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z_1) = (1 + 7 \cdot 0,202) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 23,507 = 0,834 \quad (4.16)$$

$$q_p(z_2) = (1 + 7 \cdot I_v(z_2)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z_2) = (1 + 7 \cdot 0,228) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 20,815 = 0,703 \quad (4.17)$$

4.4.2 Tlak větru na střešní konstrukci

Předpokládá se umístění otevíratelných otvorů v obvodovém plášti rodinného domu → je nutno uvažovat také vnitřní tlak. Výsledný tlak větru na střešní rovinu SR1 a SR2:

$$w_{k,1} = q_p(z_1) \cdot (c_{pe} + c_{pi}) = 0,834 \cdot (c_{pe} + c_{pi}) \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (4.18)$$

$$w_{k,2} = q_p(z_2) \cdot (c_{pe} + c_{pi}) = 0,703 \cdot (c_{pe} + c_{pi}) \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (4.19)$$

4.4.3 Součinitele vnějšího a vnitřního tlaku

Součinitele vnějšího tlaku jsou stejné pro příčný i podélný vítr. Střešní plochy budou vystavené působení větru $> 10 \text{ m}^2 \rightarrow c_{pe,10}$. Hodnoty součinitele vnitřního tlaku jsou určeny na základě doporučení normy ČSN EN 1991-1-4 [4] pro případy, kdy nelze jednoznačně určit hodnotu součinitele μ pro stanovení součinitele vnitřního tlaku.

Součinitele vnějšího tlaku: $c_{pe,10}^{F-} = -1,8$; $c_{pe,10}^{G-} = -1,2$; $c_{pe,10}^{H-} = -0,7$; $c_{pe,10}^{I-} = -0,2$;
 $c_{pe,10}^{I+} = +0,2$;

Součinitele vnitřního tlaku: $c_{pi,10}^- = -0,3$; $c_{pi,10}^+ = +0,2$

4.4.4 Výsledné tlaky větru na střešní plášť

Charakteristické hodnoty zatížení pro příčný i podélný vítr, $c_{pi,10}^- = -0,3$, pro **střešní rovinu SR1**:

$$w_k^{F-} = 0,834 \cdot (-1,8 + 0,3) = -1,251 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{G-} = 0,834 \cdot (-1,2 + 0,3) = -0,750 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{H-} = 0,834 \cdot (-0,7 + 0,3) = -0,334 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{I-} = 0,834 \cdot (-0,2 + 0,3) = +0,083 \text{ kN/m}^2 (\downarrow)$$

$$w_k^{I+} = 0,834 \cdot (+0,2 + 0,3) = +0,417 \text{ kN/m}^2 (\downarrow)$$

Charakteristické hodnoty pro příčný i podélný vítr, $c_{pi,10}^+ = +0,2$, pro **střešní rovinu SR1**:

$$w_k^{F-} = 0,834 \cdot (-1,8 - 0,2) = -1,668 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{G-} = 0,834 \cdot (-1,2 - 0,2) = -1,167 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{H-} = 0,834 \cdot (-0,7 - 0,2) = -0,750 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{I-} = 0,834 \cdot (-0,2 - 0,2) = -0,334 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{I+} = 0,834 \cdot (+0,2 - 0,2) = 0,000 \text{ kN/m}^2 (---)$$

Charakteristické hodnoty zatížení pro příčný i podélný vítr, $c_{pi,10}^- = -0,3$, pro **střešní rovinu SR2**:

$$w_k^{F-} = 0,703 \cdot (-1,8 + 0,3) = -1,055 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{G-} = 0,703 \cdot (-1,2 + 0,3) = -0,633 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{H-} = 0,703 \cdot (-0,7 + 0,3) = -0,281 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{I-} = 0,703 \cdot (-0,2 + 0,3) = +0,070 \text{ kN/m}^2 (\downarrow)$$

$$w_k^{I+} = 0,703 \cdot (+0,2 + 0,3) = +0,352 \text{ kN/m}^2 (\downarrow)$$

Charakteristické hodnoty pro příčný i podélný vítr , $c_{pi,10}^+ = +0,2$, pro **střešní rovinu SR2**:

$$w_k^{F-} = 0,703 \cdot (-1,8 - 0,2) = -1,407 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{G-} = 0,703 \cdot (-1,2 - 0,2) = -0,985 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{H-} = 0,703 \cdot (-0,7 - 0,2) = -0,633 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

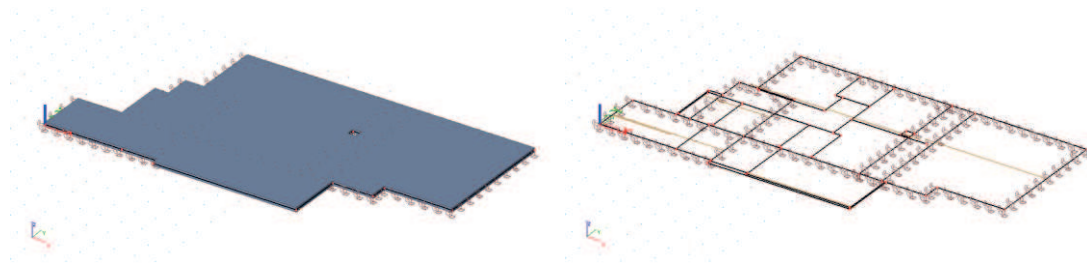
$$w_k^{I-} = 0,703 \cdot (-0,2 - 0,2) = -0,281 \text{ kN/m}^2 (\uparrow)$$

$$w_k^{I+} = 0,703 \cdot (+0,2 - 0,2) = 0,000 \text{ kN/m}^2 (---)$$

4.5 Zatížení stropní konstrukce

V této kapitole jsou prezentována jednotlivá zatížení působící na stropní konstrukci na jednotku plochy. K daným zatížením jsou přiloženy obrázky z výpočetního programu znázorňující jejich polohu působení na stropní desce. Navíc je zde proveden výpočet tíhy příček a stěn působící na strop jako liniové zatížení. Konstrukce je zatížena užitnými zatíženími o 5 zatěžovacích stavech. Strop je také zatížen sněhem a větrem v místě, kde leží nosná stěna na balkónové desce. Hodnoty jsou uvedeny v charakteristických hodnotách.

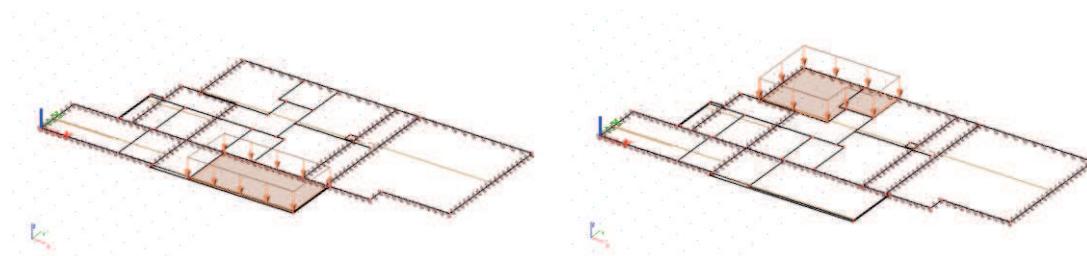
Pro výpočet vnitřních sil pomocí výpočetního modelu se použije software [8], kde hodnoty zatížení jsou vzájemně kombinovány a automaticky násobeny součiniteli spolehlivosti a kombinačními součiniteli podle národního dodatku ČSN EN NA a rovnice 6.10a a 6.10b. Podepírající stěny a průvlaky jsou v modelu nahrazeny liniovými pevnými podporami. Uvažuje se, že stropní konstrukce je částečně vetknuta to pozedního věnce. Z tohoto důvodu je v programu zadáno kloubové uložení po celém obvodu podle EC2 [5]. Horní výztuž je poté navržena na jednu čtvrtinu maximálního momentu v poli. Model konstrukce je znázorněn na obrázku 4.3.



Obr. 4.3 Model stropní konstrukce [8]

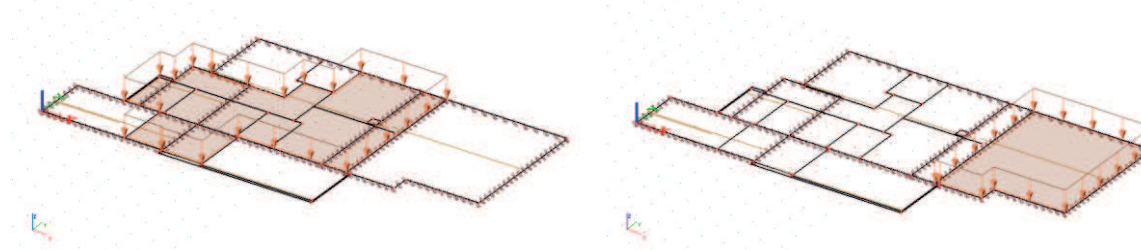
4.5.1 Zatížení stálá

Zatížení skladbou podlahy F je lichoběžníkového tvaru působící na balkóně a to $g_{3,k,1}=6,43 \text{ kN/m}^2$, $g_{3,k,2}=7,35 \text{ kN/m}^2$. Zatížení skladbou podlahy D působí tam, kde je keramická dlažba a to $g_{1,k}=6,79 \text{ kN/m}^2$.



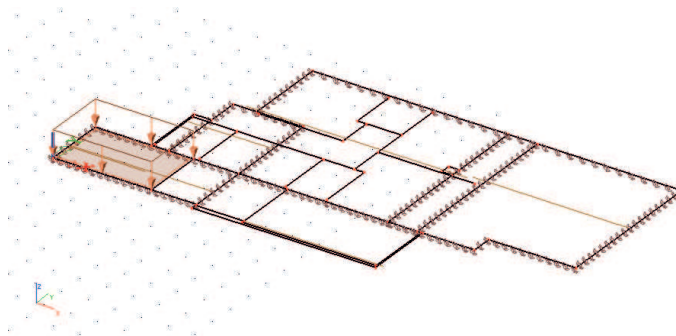
Obr. 4.4 Zatížení skladbou podlahy F a skladbou podlahy D [8]

Zatížení skladbou podlahy E působí tam, kde je dřevěná lamelová podlaha a to $g_{2,k}=6,66 \text{ kN/m}^2$. Zatížení spodní částí skladby střechy S1 působí v místě dvouplášťové střechy na jižní straně objektu a to $g_{4,k}=5,59 \text{ kN/m}^2$



Obr. 4.5 Zatížení skladbou podlahy E a spodní částí skladby střechy S1 [8]

Zatížení spodní částí skladby střechy S2 působí v místě dvouplášťové střechy na severní straně objektu a to $g_{5,k}=5,41 \text{ kN/m}^2$.



Obr. 4.6 Zatížení spodní částí skladby střechy S2 [8]

Výpočet zatížení příčkami, stěnami a zábradlím je znázorněn pomocí tabulek programu Excel. Plošná hmotnost příček Porotherm 11,5 AKU se uvažuje $175 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-2}$, a plošná hmotnost příček Porotherm 24 PROFI se uvažuje $243 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-2}$. Plošná hmotnost nosné obvodové stěny a nenosných obvodových stěn Porotherm 40/24 PROFI se uvažuje $344 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-2}$ působící na desku D1 a D5. Omítka je v těchto hmotnostech zahrnuta. Objemová hmotnost balkónové betonové zdi se uvažuje $2300 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ a hmotnost zábradlí $80 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-1}$ působící na okraji desky D5. Ostatní informace o těchto zatíženích jsou zřejmé v následujících tabulkách.

Tab. 4.14 Výpočet zatížení příčkami

Popis zatížení	Výpočet zatížení	$g_k [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}]$
Příčky Porotherm (s omítkou) 11.5 AKU $h=2,75 \text{ m}$, $m=175 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-2}$	$1,75 \cdot 2,75$	4,81
Zdivo Porotherm (s omítkou) 24 PROFI $h=2,75 \text{ m}$, $m=243 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-2}$	$2,43 \cdot 2,75$	6,68

Charakteristické hodnoty zatížení příčkami jsou $g_{8,k}=4,81 \text{ kN/m}$, $g_{9,k}=6,68 \text{ kN/m}$.

Tab. 4.15 Výpočet zatížení nenosnými obvodovými stěnami

Popis zatížení	Výpočet zatížení	$g_k [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}]$
Zdivo porotherm (s omítkou) 40/24 PROFI $h=3,35 \text{ m}$, $m=344 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-2}$	$3,44 \cdot 3,35$	11,52
Věncovka (u věnce), tl. 80 mm $h=0,25 \text{ m}$, $\rho=1000 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$10 \cdot 0,08 \cdot 0,25$	0,20
Izolace (fasáda a kolem věnce), tl. 2x70 mm $h=4,25 \text{ m}$, $\rho=20 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$0,2 \cdot 0,14 \cdot 4,5$	0,12
Suma		11,84

Charakteristická hodnota zatížení nenosnou obvodovou stěnou je $g_{10,k}=11,84 \text{ kN/m}$.

Tab. 4.16 Výpočet zatížení betonovou zdí a zábradlím

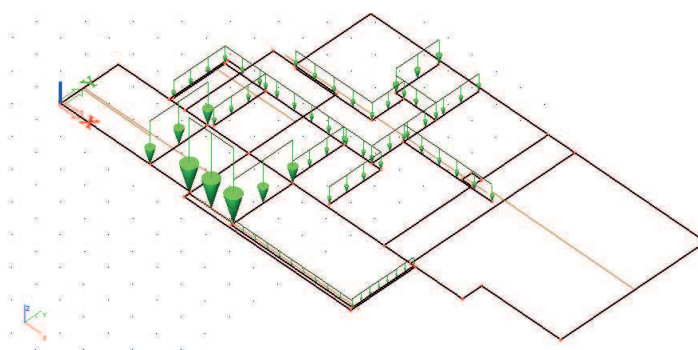
Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻¹]
Betonová zeď, tl. 0,175 m $h=0,25$ m, $\rho=2300$ kg·m ⁻³	$23 \cdot 0,25 \cdot 0,175$	1,01
Zábradlí (odhadem) 80 kg·m ⁻¹		0,80
Suma		1,81
Betonová zeď, tl. 0,115 m $h=0,9$ m, $\rho=2300$ kg·m ⁻³	$23 \cdot 0,9 \cdot 0,115$	2,38

Charakteristická hodnota zatížení zábradlím je $g_{11,k}=1,81$ kN/m. Charakteristická hodnota zatížení betonovou zdí je $g_{12,k}=2,38$ kN/m.

Tab. 4.17 Výpočet zatížení nosnou obvodovou stěnou a střechou

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻¹]
Zdivo porotherm (s omítkou) 40/24 PROFI $h=3,45$ m, $m=344$ kg·m ⁻²	$3,44 \cdot 3,45$	11,87
Věncovka (u věnce), tl. 80 mm $h=0,25$ m, $\rho=1000$ kg·m ⁻³	$10 \cdot 0,08 \cdot 0,25$	0,20
Izolace (fasáda a kolem věnce), tl. 2x70 mm $h=4,35$ m, $\rho=20$ kg·m ⁻³	$0,2 \cdot 0,14 \cdot 4,35$	0,12
ŽB věnec, tl. 250 mm $h=0,25$ m, $\rho=2500$ kg·m ⁻³	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,25$	1,56
Střecha, $b_f=5,53$ m $g_{6,k}=1,25$ kN·m ⁻²	$1,25 \cdot 5,53$	6,91
Suma		20,66

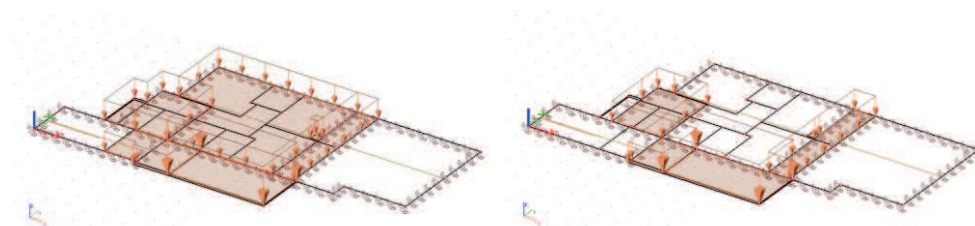
Charakteristická hodnota zatížení nosnou stěnou a střechou je $g_{13,k}=20,66$ kN/m.



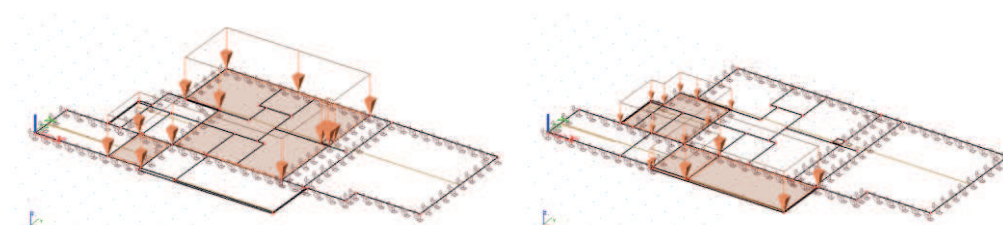
Obr. 4.7 Liniová stálá zatížení [8]

4.5.2 Zatížení užitná

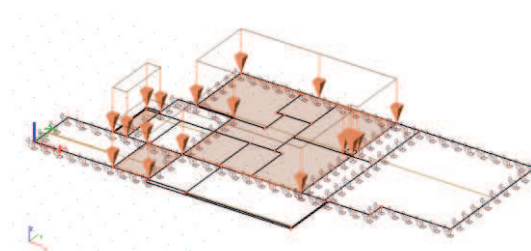
Do programu SCIA Engineer 15 [8] je zadáno 5 zatěžovacích stavů užitného zatížení, které se vzájemně nekombinují. V obytných prostorech je zatížení $q_{1,k}=1,5 \text{ kN/m}^2$, na balkóně, jenž je částí desky D5, je zatížení $q_{2,k}=3,0 \text{ kN/m}^2$. V jednom ze zatěžovacích stavů je zatížení rozmístěno celoplošně, kromě míst, kde je dvouplášťová střecha a užitné zatížení se nevyskytuje. Dále je snaha o šachovnicové rozdělení.



Obr. 4.8 užitné zatížení – 1. ZS a 2. ZS [8]



Obr. 4.9 Užitné zatížení – 3. ZS a 4. ZS [8]



Obr. 4.10 Užitné zatížení – 5. ZS [8]

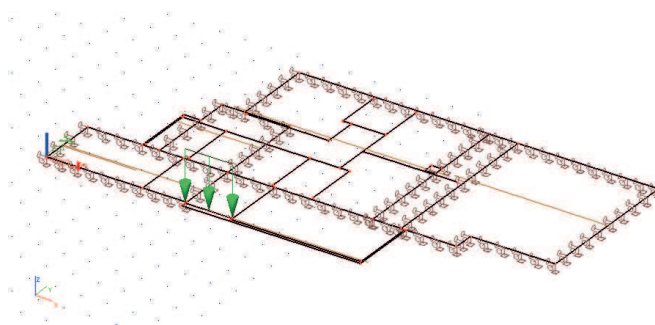
4.5.3 Zatížení sněhem a větrem

Sníh a vítr zatěžuje nosnou stěnu, která leží na desce D5. Následkem toho se toto zatížení také podílí na celkovém zatížení konstrukce. Tyto zatěžovací stavy jsou zadány do MKP programu [8] zvlášť, aby se v kombinacích nevyskytovaly dvakrát. Výpočet liniového zatížení je znázorněn v následující tabulce 4.18.

Tab. 4.18 Výpočet zatížení sněhem a větrem na desku D5

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_k [kN·m ⁻¹]
Vítr (oblast I+), $b_r=5,53$ m $w_k^{I+}=4,17$ kN·m ⁻²	$3,44 \cdot 3,35$	2,31
Sníh, $b=5,53$ m $s_{1,k}=0,8$ kN·m ⁻²	$3,44 \cdot 3,35$	4,42

Charakteristická hodnota liniového zatížení sněhem je $q_{3,k}=4,42$ kN/m. Charakteristická hodnota liniového zatížení větrem je $q_{4,k}=2,31$ kN/m.



Obr. 4.11 Liniové zatížení sněhem a větrem na desku D5 [8]

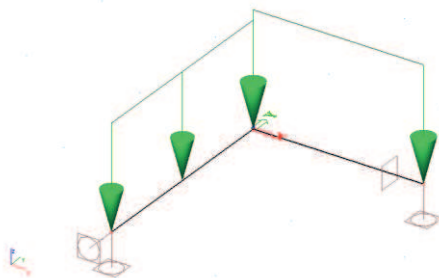
4.6 Zatížení průvlaků

Všechny průvlaky jsou zatíženy svou vlastní tíhou a velikostí reakce od zatížení stropu. Pro návrh výztuže je uvedena reakce od návrhového zatížení a pro posouzení MSP reakce od kvazistálého zatížení. Průvlaky nad otvory, na kterých leží obvodová stěna z 2. NP jsou zatíženy navíc trojúhelníkovým zatížením. Průvlak PR6 jako žebro stropní konstrukce je zatížen celou plochou obvodové stěny z 2. NP a také pozedním věncem ležícím na této stěně. Toto zatížení je na stranu bezpečnou zvoleno jako spojitě rovnoměrné. Rohový průvlak PR1 je zatížen obvodovou stěnou také spojitě rovnoměrně. Výpočet zatížení průvlaků PR1, PR2 je uveden v tabulkách 4.19, 4.20. Výpočet zatížení ostatních průvlaků lze najít v tabulkách v příloze B. Výsledné hodnoty jsou vypsány na konci této kapitoly. Výsledky jsou zobrazeny v návrhových hodnotách.

Tab. 4.19 Výpočet zatížení průvlaku PR1 – spojitě rovnoměrné

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_d [kN·m ⁻¹]
Vlastní tíha průvlaku, $b_b=0,25$ m $h_b=0,5$ m, $\rho=2500$ kg·m ⁻³	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 1,35$	4,22
Návrhová reakce od stropu $g_{r1,x,d}=12,5$ kN·m ⁻¹ , $g_{r1,y,d}=9,4$ kN·m ⁻¹	-	12,5 9,4
Zdivo porotherm (s omítkou) 40/24 PROFI $h=2,665$ m, $m=344$ kg·m ⁻²	$3,44 \cdot 2,665 \cdot 1,35$	12,38
Izolace (fasáda a kolem věnce), tl. 2x70 mm $h=3,555$ m, $\rho=20$ kg·m ⁻³	$0,2 \cdot 0,14 \cdot 3,555 \cdot 1,35$	0,13
Suma		29,23
		26,73

Rohový průvlak je ve směrech navzájem kolmých zatížen jinou hodnotou reakce. Návrhová hodnota zatížení $g_{bl,x,d}=29,23$ kN/m. Návrhová hodnota zatížení $g_{bl,y,d}=26,73$ kN/m. Velikosti reakcí od stropu zatíženého kvazistálou kombinací jsou $g_{r1,x,k}=9,0$ kN/m, $g_{r1,y,k}=6,3$ kN/m.

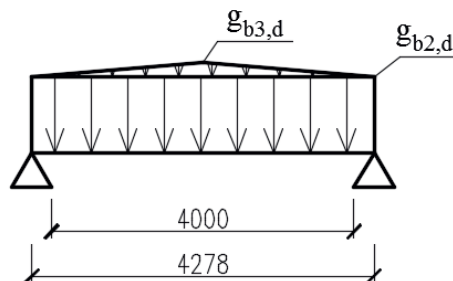


Obr. 4.12 Zatížení průvlaku PR1 [8]

Tab. 4.20 Výpočet zatížení průvlaku PR2 – spojitě rovnoměrné a trojúhelníkové

Popis zatížení	Výpočet zatížení	g_d [kN·m ⁻¹]
Vlastní tíha průvlaku, $b_b=0,25$ m $h_b=0,5$ m, $\rho=2500$ kg·m ⁻³	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 1,35$	4,22
Návrhová reakce od stropu $g_{r2,d}=92$ kN·m ⁻¹	-	92,0
Suma		96,22
Zdivo porotherm (s omítkou) 40/24 PROFI $h=3,68$ m, $m=344$ kg·m ⁻²	$3,44 \cdot 3,68 \cdot 1,35$	17,09
Izolace (fasáda a kolem věnce), tl. 2x70 mm $h=3,68$ m, $\rho=20$ kg·m ⁻³	$0,2 \cdot 0,14 \cdot 3,68 \cdot 1,35$	0,14
Suma		17,23

Návrhová hodnota rovnoměrného zatížení $g_{b2,d}=96,22 \text{ kN/m}$. Návrhová hodnota trojúhelníkového zatížení $g_{b3,d}=17,23 \text{ kN/m}$. Velikost reakce od stropu zatíženého kvazistálou kombinací $g_{r2,k}=62,8 \text{ kN/m}$.



Obr. 4.13 Zatížení průvlaku PR2

Zatížení ostatních průvlaků je shrnuto níže:

PR3 – rovnoměrné zatížení $g_{b4,d}=66,66 \text{ kN/m}$

PR4 – rovnoměrné zatížení $g_{b5,d}=47,24 \text{ kN/m}$

PR5 – rovnoměrné zatížení $g_{b6,d}=49,13 \text{ kN/m}$

PR6 – rovnoměrné zatížení $g_{b7,d}=50,12 \text{ kN/m}$, trojúhelníkové zatížení $g_{b8,d}=6,6 \text{ kN/m}$

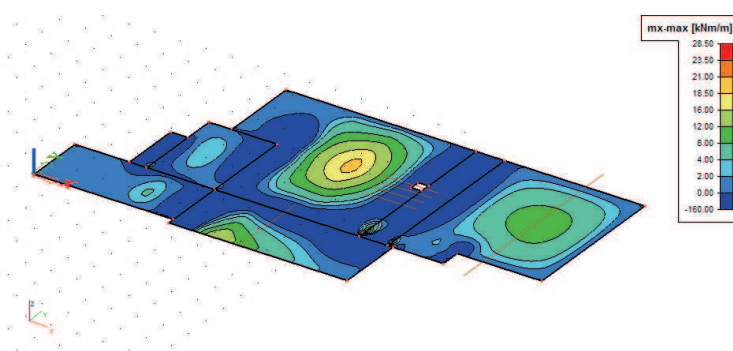
PR7 – rovnoměrné zatížení $g_{b9,d}=49,53 \text{ kN/m}$

5 Výpočet vnitřních sil

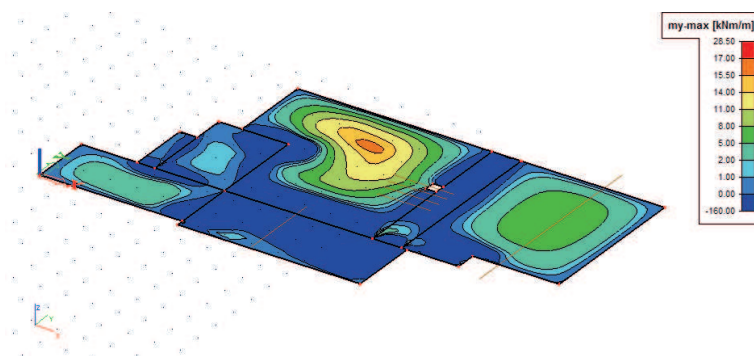
Výpočet vnitřních sil stropní konstrukce je proveden pomocí programu SCIA Engineer 15 [8] na výpočetním modelu. Jeho tvar a polohy působení daných zatížení jsou zřejmé z kapitoly 4.5. Výsledky jsou zobrazeny v další kapitole. Vnitřní síly na desce jsou také vypočteny ručně a výsledky srovnány. Výpočet vnitřních sil jednotlivých průvlaku je proveden ručně. Výpočetní program je využit pro průvlak nad rohovým oknem viz kapitola 5.3.

5.1 Vnitřní síly stropu na výpočetním modelu

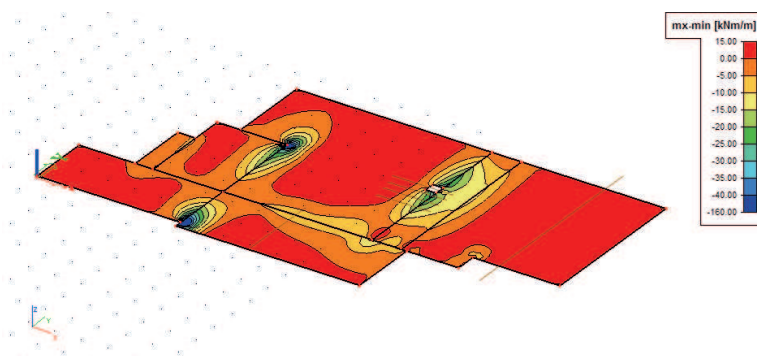
V této kapitole jsou zobrazeny výsledky z výpočetního programu [8]. Jedná se o výsledky formou obálek maximálních kladných momentů m_x^+ , m_y^+ a maximálních záporných momentů m_x^- , m_y^- . Hodnota momentu $m_{x,D3}^+$ je použita pro návrh spodní výztuže. Kladné momenty desky D3 a D4 jsou srovnány s ručním výpočtem v kapitole 5.2. Maximální záporné momenty uvedené v tabulce 5.1 jsou zohledněny při návrhu horní výztuže. Výsledné momenty od kvazistálé a charakteristické kombinace zatížení jsou použity při posuzování konstrukce na MSP.



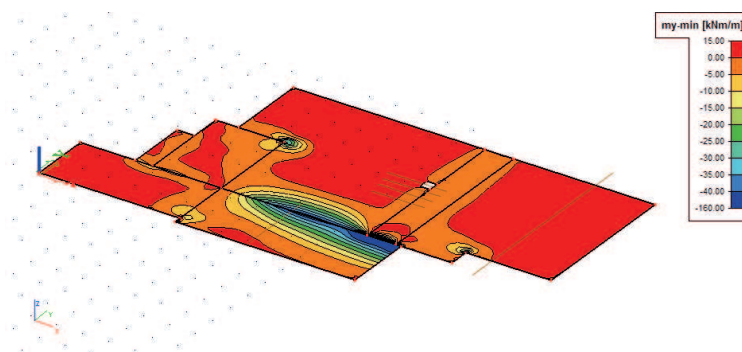
Obr. 5.1 Obálka maximálních kladných návrhových momentů ve směru x



Obr. 5.2 Obálka maximálních kladných návrhových momentů ve směru y



Obr. 5.3 Obálka maximálních záporných návrhových momentů ve směru x



Obr. 5.4 Obálka maximálních záporných návrhových momentů ve směru y

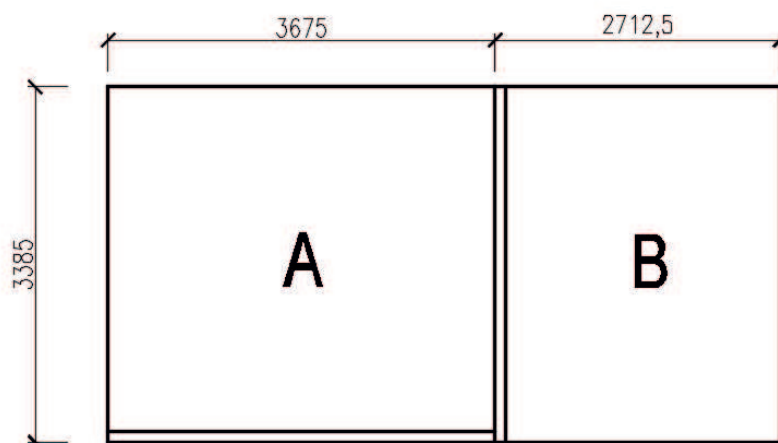
Tab. 5.1 Maximální kladné a záporné návrhové momenty

Maximální kladné momenty			Maximální záporné momenty		
$m_{x,D3}^+$	19,2	kNm/m	$m_{x,D2-D3}^-$	-41	kNm/m
$m_{y,D3}^+$	16,1	kNm/m	$m_{y,D2-D3}^-$	-27	kNm/m
$m_{x,D4}^+$	9,7	kNm/m	$m_{y,D3-D5}^-$	-61	kNm/m
$m_{y,D4}^+$	7,9	kNm/m	$m_{x,D3-D4}^-$	-28	kNm/m
			$m_{x,D4}^-$	-24	kNm/m
			$m_{y,D4}^-$	-24	kNm/m
			$m_{x,D1-D5}^-$	-65	kNm/m

5.2 Vnitřní síly stropu ručním výpočtem

Pro řádové ověření hodnot ze softwaru je proveden zjednodušený ruční výpočet pro část stropní konstrukce tvořenou deskou D3 a D4. Tvar této části stropní konstrukce je zjednodušen tak, aby výpočet bylo možné provést. Jsou vytvořeny dva obdélníky, které mají přibližně stejné rozměry jako ve skutečnosti (dále deska D3=A, deska D4=B).

Užitné zatížení je přítomno pouze na desce A. Zatížení desky A je tedy tvořeno stálým zatížením $g_{2,k}$ (vlastní tíha + skladba podlahy D), stálým zatížením $g_{p,k}$ (zatížení příčkami) a užitným zatížením $q_{l,k}$ (obytné plochy). Zatížení desky B je tvořeno jen stálým zatížením $g_{4,k}$ (vlastní tíha + spodní část skladby střechy S1). Schéma spojitě desky je na obr. 5.5.



Obr. 5.5 Schéma stropu pro ruční výpočet

Tab. 5.2 Údaje o geometrii a zatížení spojitě desky

Veličina	Hodnota	Jednotka
Plošná hmotnost příčky m	175	kg/m ²
Celková délka příček l_p	22,7	m
Výška příčky h_p	2,75	m
Délka desky L_{xA}	7,35	m
Délka desky L_{xB}	5,425	m
Délka desky $L_{yA}(L_{yB})$	6,77	m
Plocha desky S_A	49,76	m ²
Zatížení stálé $g_{2,k}$	6,79	kN/m ²
Zatížení stálé $g_{4,k}$	5,59	kN/m ²
Zatížení užité $q_{1,k}$	1,5	kN/m ²

Tíha příček je přepočtena na plošné zatížení desky A:

$$g_{p,k} = \frac{m \cdot 10^{-2} \cdot l_p \cdot h_p}{S_A} = \frac{1,75 \cdot 22,7 \cdot 2,75}{49,76} = 2,20 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

Návrhová zatížení spojitě desky se vypočítají:

$$g_{A,d} = (g_{2,k} + g_{p,k}) \cdot \gamma_F = (6,79 + 2,2) \cdot 1,35 = 12,13 \text{ kN/m}^2 \quad (5.2)$$

$$q_{A,d} = q_{1,k} \cdot \gamma_F = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kN/m}^2 \quad (5.3)$$

$$g_{B,d} = g_{4,k} \cdot \gamma_F = 5,59 \cdot 1,35 = 7,55 \text{ kN/m}^2 \quad (5.4)$$

Dále jsou návrhová zatížení značena bez indexu d. Zatížení desky A se rozdělí do směru x a do směru y. Využije se předpokladu, že průhyb $w_{x,A}=w_{y,A}$ a odvodí se tak vztah pro výpočet stálého zatížení desky A ve směru x a ve směru y.

$$g_{x,A} = \frac{L_{y,A}^4}{L_{x,A}^4 + L_{y,A}^4} \cdot g_A = \frac{6,77^4}{7,35^4 + 6,77^4} \cdot 12,13 = 5,08 \text{ kN/m}^2 \quad (5.5)$$

$$g_{y,A} = g_A - g_{x,A} = 12,13 - 5,08 = 7,05 \text{ kN/m}^2 \quad (5.6)$$

Obdobně se totéž udělá s užitným zatížením desky A:

$$q_{x,A} = \frac{L_{y,A}^4}{L_{x,A}^4 + L_{y,A}^4} \cdot q_A = \frac{6,77^4}{7,35^4 + 6,77^4} \cdot 2,25 = 0,94 \text{ kN/m}^2 \quad (5.7)$$

$$q_{y,A} = q_A - q_{x,A} = 2,25 - 0,94 = 1,31 \text{ kN/m}^2 \quad (5.8)$$

Zatížení desky B se rozdělí také do směru x a do směru y. Využije se opět předpokladu, že průhyb $w_{x,B}=w_{y,B}$. Vztah pro výpočet stálého zatížení desky B ve směru x se trochu změní, protože uložení desky ve směru y se liší.

$$g_{x,B} = \frac{5 \cdot L_{y,B}^4}{2 \cdot L_{x,B}^4 + 5 \cdot L_{y,B}^4} \cdot g_B = \frac{5 \cdot 6,77^4}{2 \cdot 5,425^4 + 5 \cdot 6,77^4} \cdot 7,55 = 6,48 \text{ kN/m}^2 \quad (5.9)$$

$$g_{y,B} = q_B - q_{x,B} = 7,55 - 6,48 = 1,07 \text{ kN/m}^2 \quad (5.10)$$

Podporové momenty se vypočtou následovně:

$$p_{x,A-B} = \frac{p_{x,A} + p_{x,B}}{2} = \frac{(g_{x,A} + q_{x,A}) + g_{x,B}}{2} = \frac{6,02 + 6,48}{2} = 6,25 \text{ kN/m}^2 \quad (5.11)$$

$$L_{x,A-B} = \frac{L_{x,A} + L_{x,B}}{2} = \frac{7,35 + 5,425}{2} = 6,39 \text{ m} \quad (5.12)$$

$$m_{x,A-B}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_{x,A-B} \cdot L_{x,A-B}^2 = -\frac{1}{12} \cdot 6,25 \cdot 6,39^2 = -21,27 \text{ kNm/m} \quad (5.13)$$

$$p_{y,A} = \frac{g_{y,A} + q_{y,A}}{2} = \frac{7,05 + 1,31}{2} = 4,18 \text{ kN/m}^2 \quad (5.14)$$

$$m_{y,A}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_{y,A} \cdot L_{y,A}^2 = -\frac{1}{12} \cdot 4,18 \cdot 6,77^2 = \mathbf{-15,97 \text{ kNm/m}} \quad (5.15)$$

Mezipodporové momenty se vypočtou následujícími vztahy. Uvažujeme redukci kladných momentů v poli.

$$\chi_A = \frac{5 \cdot L_{x,A}^2 \cdot L_{y,A}^2}{6 \cdot (L_{x,A}^4 + L_{y,A}^4)} = \frac{5 \cdot 7,35^2 \cdot 6,77^2}{6 \cdot (7,35^4 + 6,77^4)} = 0,411 \quad (5.16)$$

$$\begin{aligned} m_{x,A}^+ &= \frac{9}{128} \cdot (g_{x,A} + 0,5 \cdot q_{x,A}) \cdot L_{x,A}^2 \cdot (1 - \frac{2}{3} \cdot \chi_A) + \frac{1}{8} \cdot (0,5 \cdot q_{x,A}) \cdot L_{x,A}^2 \cdot (1 - \chi_A) \\ &= \frac{9}{128} \cdot 5,55 \cdot 7,35^2 \cdot 0,726 + \frac{1}{8} \cdot 0,47 \cdot 7,35^2 \cdot 0,589 = \mathbf{17,17 \text{ kNm/m}} \end{aligned} \quad (5.17)$$

$$\begin{aligned} m_{y,A}^+ &= \frac{9}{128} \cdot (g_{y,A} + 0,5 \cdot q_{y,A}) \cdot L_{y,A}^2 \cdot (1 - \frac{2}{3} \cdot \chi_A) + \frac{1}{8} \cdot (0,5 \cdot q_{y,A}) \cdot L_{y,A}^2 \cdot (1 - \chi_A) \\ &= \frac{9}{128} \cdot 7,71 \cdot 6,77^2 \cdot 0,726 + \frac{1}{8} \cdot 0,66 \cdot 6,77^2 \cdot 0,589 = \mathbf{20,27 \text{ kNm/m}} \end{aligned} \quad (5.18)$$

$$\chi_B = \frac{5 \cdot L_{x,B}^2 \cdot L_{y,B}^2}{6 \cdot (L_{x,B}^4 + L_{y,B}^4)} = \frac{5 \cdot 5,425^2 \cdot 6,77^2}{6 \cdot (5,425^4 + 6,77^4)} = 0,379 \quad (5.19)$$

$$m_{x,B}^+ = \frac{9}{128} \cdot g_{x,B} \cdot L_{x,B}^2 \cdot (1 - \frac{2}{3} \cdot \chi_B) = \frac{9}{128} \cdot 6,48 \cdot 5,425^2 \cdot 0,747 = \mathbf{10,02 \text{ kNm/m}} \quad (5.20)$$

$$m_{y,B}^+ = \frac{1}{8} \cdot g_{y,B} \cdot L_{y,B}^2 \cdot (1 - \chi_B) = \frac{1}{8} \cdot 1,07 \cdot 6,77^2 \cdot 0,621 = \mathbf{3,81 \text{ kNm/m}} \quad (5.21)$$

Všechny vypočtené momenty jsou zobrazeny v tab. 5.3. Výstupy ze softwaru [8] se tedy řádově shodují s ručním výpočtem. Byla přibližně ověřena správnost MKP modelu. Rozdíly jsou způsobeny značným zjednodušením tvaru stropní desky pro ruční výpočet.

Tab. 5.3 Maximální kladné a záporné momenty

Maximální kladné momenty			Maximální záporné momenty		
$m_{x,A}^+$	17,17	kNm/m	$m_{x,A-B}^-$	-21,27	kNm/m
$m_{y,A}^+$	20,27	kNm/m	$m_{x,A-B}^-$	-15,97	kNm/m
$m_{x,B}^+$	10,02	kNm/m			
$m_{y,B}^+$	3,81	kNm/m			

5.3 Výpočet vnitřních sil průvlaků

Vnitřní síly průvlaku PR1 byly zjištěny výpočetním programem [8]. Výsledné maximální hodnoty vnitřních sil jsou posouvající síla $V_{z,1}=50,22$ kN, kladný ohybový moment $M_{y,1}^+=40,14$ kNm, záporný ohybový moment $M_{y,1}^-=-39,51$ kNm, krouticí moment $M_{x,1}=40,14$ kNm.

Pro průvlak PR2 délky $L_2=4,278$ m je proveden výpočet následovně:

$$V_{z,2} = \frac{g_{b2,d} \cdot L_2}{2} + \frac{g_{b3,d} \cdot L_2}{4} = \frac{96,22 \cdot 4,278}{2} + \frac{17,23 \cdot 4,278}{4} = 224,2 \text{ kN} \quad (5.22)$$

$$M_{y,2}^+ = \frac{g_{b2,d} \cdot L_2^2}{8} + \frac{g_{b3,d} \cdot L_2^2}{12} = \frac{96,22 \cdot 4,278^2}{8} + \frac{17,23 \cdot 4,278^2}{12} = 246,3 \text{ kNm} \quad (5.23)$$

Vnitřní síly ostatních průvlaků jsou spočteny podle vztahů (5.22), (5.23) viz příloha B. Druhý člen pro výpočet posouvající síly a momentu se neuplatní, pokud je průvlak zatížen jen rovnoměrným zatížením. Vnitřní síly jsou vypsány níže:

PR3 – posouvající síla $V_{z,3}=126,5$ kN, kladný ohybový moment $M_{y,3}^+=120,1$ kNm

PR4 – posouvající síla $V_{z,4}=160$ kN, kladný ohybový moment $M_{y,4}^+=271$ kNm

PR5 – posouvající síla $V_{z,5}=35,6$ kN, kladný ohybový moment $M_{y,5}^+=12,9$ kNm

PR6 – posouvající síla $V_{z,6}=50,1$ kN, kladný ohybový moment $M_{y,6}^+=24$ kNm

PR7 – posouvající síla $V_{z,7}=89,7$ kN, kladný ohybový moment $M_{y,7}^+=81,1$ kNm

6 Návrh a posouzení

V této kapitole je proveden návrh rozměrů stropní konstrukce nad 1. NP a vybraných průvlaků a jejich vyztužení (profily, množství). Tyto konstrukce jsou navrženy z třídy betonu C25/30 a vyztužení je z betonářské oceli B550B. Následně jsou ověřeny na MSÚ a MSP a také jsou zkontrolovány konstrukční zásady. Návrhová životnost těchto konstrukčních prvků se předpokládá 50 let. Jedná se tedy o konstrukční třídu S4. Statický výpočet je proveden podle EC2 (ČSN EN 1992-1-1) [5] a dále je také využito informací z literatury [6], [7].

Tab. 6.1 Materiálové charakteristiky

	f_{ck} [MPa]	γ_c [-]	$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$ [MPa]	E_{cm} [GPa]
Beton C25/30	25	1,5	16,67	31
	$f_{yk}=f_{ywk}$ [MPa]	γ_s [-]	$f_{yd}=f_{ywd}=f_{yk}/\gamma_s$ [MPa]	E_s [GPa]
Výztuž B550B	550	1,15	478,26	200

6.1 Návrh a posouzení stropní konstrukce

Stropní deska je navržena tloušťky 200 mm. Nachází se ve stupni vlivu prostředí XC1, což je uvažováno pro beton uvnitř budovy s nízkou vlhkostí vzduchu. Navržena je betonová krycí vrstva výztuže dle vlivu prostředí a profilu výztuže. Navrženy jsou kari-sítě pro dolní i horní povrch konstrukce. Případně jsou přidány příložky pro pokrytí větších momentů. V podkapitole posouzení konstrukce na MSÚ je spočteno, jak velký ohybový moment navržené kari-sítě spodního povrchu přenesou. Umístění kari-sítí a příložek viz výkres výztuže stropní konstrukce nad 1. NP. Stropní konstrukce je posouzena také na MSP. Respektive se jedná o desku D3, kde působí maximální kladný moment.

6.1.1 Krytí výztuže

Hodnoty potřebné pro výpočet krytí výztuže jsou v tab. 6.1. Předběžně je navržen profil výztuže $\phi=10\text{mm}$. V rámci této práce není přihlíženo k požární odolnosti.

Tab. 6.1 Hodnoty pro výpočet krycí vrstvy výztuže

Veličina	Hodnota	Jednotka
Profil prutu výztuže ϕ_s (předběžně)	10	mm
Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti $c_{\min,b}$	10	mm
Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí $c_{\min,dur}$	15	mm
Zvětšení k možné toleranci Δc_{dev}	10	mm

Minimální hodnota krytí výztuže je vypočtena následovně:

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10 \text{ mm}) = \max(10; 15; 10) = 15 \text{ mm} \quad (6.1)$$

Jmenovitá hodnota tloušťky betonové krycí vrstvy c_{nom} se stanoví jako součet minimální hodnoty krytí c_{\min} a návrhového zvětšení s přihlédnutím k možné toleranci Δc_{dev} , tedy:

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = \mathbf{25 \text{ mm}} \quad (6.2)$$

Krytí spodní výztuže stropní konstrukce $c = 25 \text{ mm}$. Betonová krycí vrstva horní výztuže je dle distančních profilů viz výkres výztuže stropní konstrukce nad 1. NP.

6.1.2 Plocha ohybové výztuže

Navrženy jsou kari-sítě $\phi 8/200/200$ pro dolní i horní povrch stropní konstrukce. Návrh respektuje minimální plochu výztuže daného betonového průřezu. Oblasti horního povrchu, které jsou namáhány většími momenty, jsou vyztuženy navíc příložkami. Navržené příložky pro konkrétní místa, kde působí záporné momenty, jsou v tabulce 6.2.

Tab. 6.2 Navržení příložky na pokrytí záporných momentů

Dimenzační moment	kari-sít'	Příložky
$m_{x,D2-D3}^-, m_{x,D1-D5}^-$	$\phi 8/200/200$	$\phi 16/200$
$m_{x,D3-D4}^-, m_{y,D2-D3}^-, m_{x,D4}^-, m_{y,D4}^-$	$\phi 8/200/200$	$\phi 8/200$
$m_{y,D3-D5}^-$	$\phi 8/200/200$	$\phi 8/200 + \phi 8/100$

Výpočet plochy výztuže je proveden pro spodní tahovou výztuž ve směru x:

$$a_s = \frac{1000}{S_s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = \frac{1000}{200} \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 251,33 \text{ mm}^2 \quad (6.3)$$

6.1.3 Posouzení stropu na MSÚ

Dolní povrch i horní povrch konstrukce vyhovuje na **mezí stav únosnosti**. Posudky jsou provedeny obdobně dle vztahů (6.3) až (6.7) a jsou tabulkově znázorněny v příloze A. Posouzení je názorně provedeno pro spodní tahovou výztuž ve směru x, která je namáhána maximálním kladným momentem $m_{Ed}=19,2 \text{ kNm/m}$.

Síla ve výztuži se určí vztahem:

$$F_s = a_s \cdot f_{yd} = 251,33 \cdot 10^{-6} \cdot 478,26 \cdot 10^3 = 120,2 \text{ kN} \quad (6.4)$$

Výška tlačené oblasti se vypočte následovně:

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{120,2}{0,8 \cdot 1 \cdot 16,67 \cdot 10^3} = 0,009 \text{ m} \quad (6.5)$$

Účinná výška průřezu, jakož to vzdálenost osy tažené výztuže k tlačnému povrchu, se vypočítá:

$$d = h - c - \frac{\phi_s}{2} = 0,2 - 0,025 - \frac{0,008}{2} = 0,171 \text{ m} \quad (6.6)$$

Nakonec se vypočte moment únosnosti průřezu:

$$m_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 120,2 \cdot (0,171 - 0,4 \cdot 0,009) = 20,12 \text{ kNm/m} \quad (6.7)$$

Tab. 6.3 Posudek spodní tahové výztuže ve směru x

Návrhový moment $m_{Ed} (= m_{x,D3}^+)$	19,20 kNm/m
Moment únosnosti průřezu $m_{Rd,x}$	20,12 kNm/m
$m_{Rd} \geq m_{Ed} (= m_{x,D3}^+)$	VYHOVUJE
$20,12 \text{ kNm/m} \geq 19,20 \text{ kNm/m}$	

Spodní tahová výztuž ve směru x vyhoví pro celý dolní povrch stropní konstrukce. Není třeba navrhovat příložky.

6.1.4 Konstrukční zásady

Nejmenší plocha výztuže stropní konstrukce je v místech, kde je samotná kari-síť a to $a_s = 251,3 \text{ mm}^2$. Největší plocha výztuže je při horním povrchu, kde jsou kari-sítě s příložkami a to $a_s = 1256,6 \text{ mm}^2$. Minimální plocha výztuže se vypočte:

$$a_{s,min} = \max \left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right)$$

$$= \max \left(0,26 \cdot \frac{2,6}{550} \cdot 1000 \cdot 171; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 171 \right) = 222,3 \text{ mm}^2 \quad (6.8)$$

Tab. 6.4 Ověření plochy výztuže na překročení minimální hodnoty

Plocha hlavní tahové výztuže a_s	251,3	mm^2
Minimální plocha hlavní tahové výztuže $a_{s,max}$	222,3	mm^2
$a_{s,min} \leq a_s$	VYHOVUJE	
$222,3 \text{ mm}^2 \leq 251,3 \text{ mm}^2$		

$$a_{s,max} = 0,4 \cdot b \cdot h = 0,4 \cdot 1000 \cdot 200 = 8000 \text{ mm}^2 \quad (6.9)$$

Tab. 6.5 **Ověření plochy výztuže na překročení maximální hodnoty**

Plocha hlavní tahové výztuže a_s	1256,6	mm ²
Maximální plocha hlavní tahové výztuže $a_{s,max}$	8000	mm ²
$a_s \leq a_{s,max}$	VYHOVUJE	
$1256,6 \text{ mm}^2 \leq 8000 \text{ mm}^2$		

Je třeba ověřit, zda vyhovuje výška tlačené oblasti betonu. Je ověřen horní povrch, kde působí největší záporný moment. Ostatní části konstrukce jistě vyhoví.

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0451}{0,166} = 0,272 \quad (6.10)$$

$$\xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 478,26} = 0,594 \quad (6.11)$$

Tab. 6.6 **Ověření tlačené výšky průřezu**

Poměr výšky tlačené oblasti a účinné výšky ξ	0,272	-
Mezní poměr výšky tlačené oblasti a účinné výšky ξ_{bal}	0,594	-
$\xi < \xi_{bal}$	VYHOVUJE	
$0,272 < 0,594$		

Nejmenší světlá vzdálenost výztuže stropní konstrukce je $s=42$ mm a největší osová vzdálenost je $S_s=200$ mm. Maximální průměr zrn kameniva $d_g=16$ mm. Dle EC2 [5] $k_1=1$, $k_2=5$ mm. Minimální světlá vzdálenost hlavní výztuže se vypočte:

$$s_{min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20) = \max(1 \cdot 10; 16 + 5; 20) = 21 \text{ mm} \quad (6.12)$$

Tab. 6.7 **Ověření minimální světlé vzdálenosti hlavní výztuže**

Světlá vzdálenost prutů s	42	mm
Minimální světlá vzdálenost hlavní výztuže s_{min}	21	mm
$s > s_{min}$	VYHOVUJE	
$42 \text{ mm} > 21 \text{ mm}$		

Maximální osová vzdálenost hlavní výztuže se vypočte:

$$S_{max} = \min(2 \cdot h; 250 \text{ mm}) = \min(2 \cdot 200; 250) = 250 \text{ mm} \quad (6.13)$$

Tab. 6.8 **Ověření maximální osově vzdálenosti hlavní výztuže**

Osová vzdálenost prutů S_s	200	mm
Maximální osová vzdálenost hlavní výztuže S_{max}	250	mm
$S_s < S_{max}$	VYHOVUJE	
$200 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$		

Pro kari-sítě $\phi 8/200/200$ je stanovena kotevní délka $l_{bd}=360$ mm. Minimální kotevní délka $l_{b,min}=110$ mm. Příložky nad průvlaky a vnitřními stěnami procházejí průběžně a u krajů stropní desky jsou ukotveny provázáním kolem celého věnce.

6.1.5 Posouzení stropu na MSP

MKP programem [8] je proveden výpočet při kvazistálé a charakteristické kombinaci zatížení. Napětí v betonu a ve výztuži spolu s šířkou trhliny není řešeno, protože se jedná o rodinný dům ve stupni vlivu prostředí XC1.

Zde je ilustrován výpočet přetvoření na desce D3, která je namáhána největším kladným momentem $m_k=13,32$ kNm/m při kvazistálé kombinaci zatížení. Čerpáno je zde z literatury [7]. Z důvodu složitosti celé konstrukce se pro výpočet uvažuje deskový pás o šířce 1 m prostě uložený na obou stranách. Výsledné posouzení je v tab. 6.14. Beton je třídy C25/30, cement třídy N a jmenovitý rozměr příčného průřezu prvku $h_0=0,167$ m. Součinitel dotvarování pro kvazistálou kombinaci zatížení je určen dle grafu z normy $\varphi_c(\infty, t_0=28)=2,4$ a pro smršťování je $\varphi_{cs}(\infty, t_0=7)=3,7$. Hodnoty pro následující výpočet jsou v tab. 6.9.

Tab. 6.9 Potřebné hodnoty pro výpočet průhybu

Veličina	Hodnota	Jednotka
Rozpětí deskového pásu l	7,35	m
Součinitel dotvarování φ_c	2,4	-
Součinitel dotvarování φ_{cs}	3,7	-
Průměrná pevnost betonu v tahu f_{ctm}	2,6	MPa
Modul pružnosti betonářské oceli v tahu E_s	200	GPa
Průměrný modul pružnosti betonu v tlaku E_{cm}	31	GPa

Následujícími vztahy jsou vypočteny geometrické charakteristiky průřezu bez trhliny a je posouzeno, zda se očekávají trhliny či nikoliv.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_c)} = \frac{31}{(1 + 2,4)} = 9,12 \text{ GPa} \quad (6.14)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,12} = 21,94 \quad (6.15)$$

$$A_i = b \cdot h + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})$$

$$= 1 \cdot 0,2 + (21,94 - 1) \cdot (2,51 \cdot 10^{-4} + 2,51 \cdot 10^{-4}) = 0,211 \text{ m}^2 \quad (6.16)$$

$$a_c = \frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m} \quad (6.17)$$

$$a_{gi} = \frac{b \cdot h \cdot a_c + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)}{A_i}$$

$$= \frac{1 \cdot 0,2 \cdot 0,1 + (21,94 - 1) \cdot (2,51 \cdot 10^{-4} \cdot 0,169 + 2,51 \cdot 10^{-4} \cdot 0,031)}{0,211} = 0,1 \text{ m} \quad (6.18)$$

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot (d - a_{gi})^2 + A_{s2} \cdot (a_{gi} - d_2)^2)$$

$$= \frac{1 \cdot 0,2^3}{12} + (21,94 - 1) \cdot (2,51 \cdot 10^{-4} \cdot (0,171 - 0,1)^2 + 2,51 \cdot 10^{-4} \cdot (0,1 - 0,037)^2)$$

$$= 7,14 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (6.19)$$

$$C_{I,lt} = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot I_i} = \frac{1}{9120 \cdot 7,14 \cdot 10^{-4}} = 0,1536 \text{ (MN)}^{-1} \cdot \text{m}^{-2} \quad (6.20)$$

$$m_{cr,lt} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{(h - a_{gi})} \cdot 10^3 = 2,6 \cdot \frac{7,14 \cdot 10^{-4}}{(0,2 - 0,1)} \cdot 10^3 = 18,6 \text{ kNm} \quad (6.21)$$

Tab. 6.10 Posudek vzniku trhlin

Ohybový moment pro kvazistálé kombinaci m_k	13,32	kNm
Ohybový moment při vzniku trhlin $m_{cr,lt}$	18,60	kNm
$m_k < m_{cr,lt}$	Trhliny se neočekávají	
13,32 kNm/m < 18,60 kNm/m		

Neočekáváme, že dojde ke vzniku trhlin a proto geometrické charakteristiky s trhlínou není třeba počítat. Dopočtena je křivost a průhyb od kvazistálého zatížení.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{g,lt} = m_k \cdot C_{I,lt} = 13,32 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1536 = 2,05 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \quad (6.22)$$

$$f_{g,lt} = \frac{5}{48} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{g,lt} \cdot l^2 = \frac{5}{48} \cdot 2,05 \cdot 10^{-3} \cdot 7,35^2 \cdot 10^3 = \mathbf{11,51 \text{ mm}} \quad (6.23)$$

Uvažuje se relativní vlhkost 40%. Hodnoty pro určení celkového poměrného smršťování jsou v tab. 6.11.

Tab. 6.11 Hodnoty pro určení celkového poměrného smršťování

Veličina	Hodnota	Jednotka
Jmenovitá hodnota poměrného smrštění vysycháním $\varepsilon_{cd,0}$	0,00058	-
Součinitel závislý na jmenovitém rozměru k_h	1,0	-
Konečná hodnota poměrného smrštění $\varepsilon_{cd,oo} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$	0,00058	-
Charakteristická pevnost betonu v tlaku f_{ck}	25	MPa

Autogenní smršťování se vypočte:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (25 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,000038 \quad (6.24)$$

Nakonec se poměrné smršťování vysycháním a autogenní smršťování sečtou:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,00058 + 0,000038 = 0,00062 \quad (6.25)$$

Jsou vypočteny nové geometrické charakteristiky průřezu bez trhliny z důvodu odlišného součinitele dotvarování. Postupuje se stejně podle vztahů (6.8) až (6.13). Hodnoty vypočtených geometrických charakteristik a hodnoty pro určení průhybu od smršťování jsou uvedeny v tab. 6.12.

Tab. 6.12 Hodnoty pro výpočet průhybu od smršťování

Veličina	Hodnota	Jednotka
Efektivní modul pružnosti betonu v tlaku $E_{c,eff}$	6,6	GPa
Poměr modulů pružností betonářské oceli a betonu α_e	30,32	-
Plocha ideálního průřezu A_i :	0,215	m ²
Vzdálenost těžiště betonového průřezu od horního okraje a_c	0,1	m
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje a_{gi}	0,1	m
Moment setrvačnosti ideálního průřezu bez trhlin I_i	$7,33 \cdot 10^{-4}$	m ⁴

Statický moment průřezové plochy se vypočítá dosazením do vztahu:

$$S_i = A_s \cdot (d - a_{gi}) = 2,51 \cdot 10^{-4} \cdot (0,171 - 0,1) = 1,78 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 \quad (6.26)$$

Dopočtena je křivost a průhyb od smršťování:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_i}{I_i} = 0,00062 \cdot 30,32 \cdot \frac{1,78 \cdot 10^{-5}}{7,33 \cdot 10^{-4}} = 4,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1} \quad (6.27)$$

$$f_{cs} = \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{cs} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 4,54 \cdot 10^{-4} \cdot 7,35^2 \cdot 10^3 = 3,07 \text{ mm} \quad (6.28)$$

Dlouhodobý průhyb od kvazistálé kombinace zatížení (včetně smršťování):

$$f_{lt} = f_{g,lt} + f_{cs} = 11,51 + 3,07 = \mathbf{14,6 \text{ mm}} \quad (6.29)$$

Mezní hodnota průhybu pro obytné prostory:

$$f_{lim,lt} = \frac{l}{250} \cdot 10^3 = \frac{7,35}{250} \cdot 10^3 = \mathbf{29,4 \text{ mm}} \quad (6.30)$$

Tab. 6.13 Posudek celkového přetvoření

Průhyb od smršťování f_{lt} :	14,6	mm
Mezní hodnota průhybu $f_{lim,lt}$:	29,4	mm
$f_{lt} \leq f_{lim,lt}$	VYHOVUJE	
$14,6 \text{ mm} \leq 29,4 \text{ mm}$		

6.2 Návrh pozedního věnce

Návrh věnce je orientačně proveden na tahovou sílu 15 kN/m délky. Maximální délka je 14,125 m.

$$N_{Ed} = L \cdot 15 = 14,125 \cdot 15 = 212 \text{ kN} \quad (6.31)$$

$$\phi_{s,req} = \left(\frac{N_{Ed}}{\pi \cdot f_{yd}} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{212}{\pi \cdot 478,26 \cdot 10^3} \right)^{\frac{1}{2}} = 0,0119 \text{ m} \rightarrow \phi_{s,req} = \mathbf{12 \text{ mm}} \quad (6.32)$$

Do pozedního věnce je navržena podélná výztuž **4x $\phi 12 \text{ mm}$** , dvojstřížné třmínky **$\phi 6$ po 250 mm**.

6.3 Návrh a posouzení průvlaků

Rozměry průvlaků jsou patrné z výkresové dokumentace. Konstrukce se nachází ve stupni vlivu prostředí XC1. Toto zatížení je pro beton uvnitř budovy s nízkou vlhkostí vzduchu. Navržena je betonová krycí vrstva výztuže dle vlivu prostředí a profilu výztuže. V této kapitole je proveden návrh ohybové výztuže pro průvlak PR1 – PR7 viz tab. 6.15. Dimenzování smykové výztuže průvlak PR2 je uvedeno v podkapitole 6.3.5 a ostatní návrhy smykového vyztužení jsou uvedeny v tab. 6.23. Posouzení na MSÚ a MSP (přetvoření) je zde provedeno pro průvlak PR2. Ostatní průvlak PR2 jsou posouzeny na MSÚ v tabulkové formě v příloze C a příloze D. Průvlak PR1 je namáhán krouticím momentem. Jelikož působící

moment je dost malý a protože se jedná jen o jeden konstrukční prvek, přidaná výztuž pro přenesení těchto sil je volena konstrukčně bez statického výpočtu. Dojde tedy k zahuštění smykové výztuže a na bočních stranách průřezu jsou přidány podélné pruty.

6.3.1 Krytí výztuže

Hodnoty potřebné pro výpočet krytí výztuže jsou v tab. 6.14. Krytí výztuže je vypočteno pro průvlak PR2. Předběžně je navržen profil dolní výztuže $\phi_s=20$ mm a profil třmínků $\phi_{st}=6$ mm. V rámci této práce není přihlíženo k požadované požární odolnosti.

Tab. 6.14 Hodnoty pro výpočet krycí vrstvy výztuže

Veličina	Hodnota	Jednotka
Profil prutu dolní výztuže ϕ_s (předběžně)	20	mm
Profil prutu třmínku ϕ_{st} (předběžně)	6	mm
Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti $c_{\min,b(\phi_s)}$	20	mm
Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti $c_{\min,b(\phi_{st})}$	6	mm
Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí $c_{\min,dur}$	15	mm
Zvětšení k možné toleranci Δc_{dev}	10-15	mm

Minimální hodnota krytí dolní výztuže je vypočtena následovně:

$$c_{\min,s} = \max(c_{\min,b(\phi_s)}; c_{\min,dur}; 10 \text{ mm}) = \max(20; 15; 10) = 20 \text{ mm} \quad (6.33)$$

Minimální hodnota krytí třmínku je vypočtena následovně:

$$c_{\min,st} = \max(c_{\min,b(\phi_{st})}; c_{\min,dur}; 10 \text{ mm}) = \max(6; 15; 10) = 15 \text{ mm} \quad (6.34)$$

Požadovaná hodnota krytí třmínku je:

$$c_{st,req} = \max(c_{\min,st}; c_{\min,s} - \phi_{st}) = \max(15; 20 - 6) = 15 \text{ mm} \quad (6.35)$$

Jmenovitá hodnota tloušťky betonové krycí vrstvy třmínků, dolní výztuže a horní výztuže se dopočítá:

$$c_{nom,st} = c_{st,req} + \Delta c_{dev} = 15 + 15 = 30 \text{ mm} \quad (6.36)$$

$$c_{nom,s} = c_{nom,st} + \phi_{st} = 30 + 6 = 36 \text{ mm} \quad (6.37)$$

Navržena je distanční podložka na třmínek s krycí vrstvou $c_{st}=30\text{ mm}$ u dolního líce průvlaku. Krycí betonová vrstva hlavní výztuže u dolního líce a bočních stran průvlaku je $c_s=36\text{ mm}$. Krycí tloušťky výztuží ostatních průvlaků jsou obdobné - viz výkres výztuže průvlaků.

6.3.2 Plocha ohybové výztuže

U průvlaků PR1, PR2, PR3, PR5, PR6 je výztuž věnce jejich součástí a je třeba ji zohlednit ve výpočtu. Řešen je průvlak PR2. Navržena je dolní výztuž **4x $\phi 20\text{ mm}$** . Horní výztuž věnce **2x $\phi 12\text{ mm}$** pokrývá záporné momenty. Spodní výztuž věnce **2x $\phi 12\text{ mm}$** přispívá k pokrytí kladných momentů i záporných momentů.

Dolní výztuž:

$$A_{sd,1} = n_1 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{s,1}^2}{4} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 1256,64\text{ mm}^2 \quad (6.38)$$

$$A_{sd,2} = n_2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{s,2}^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 226,19\text{ mm}^2 \quad (6.39)$$

$$A_{sd} = A_{sd,1} + A_{sd,2} = 1256,64 + 226,19 = 1482,83\text{ mm}^2 \quad (6.40)$$

Horní výztuž:

$$A_{sh,1} = n_1 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{s,1}^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 226,19\text{ mm}^2 \quad (6.41)$$

$$A_{sh,2} = n_2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{s,2}^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 226,19\text{ mm}^2 \quad (6.42)$$

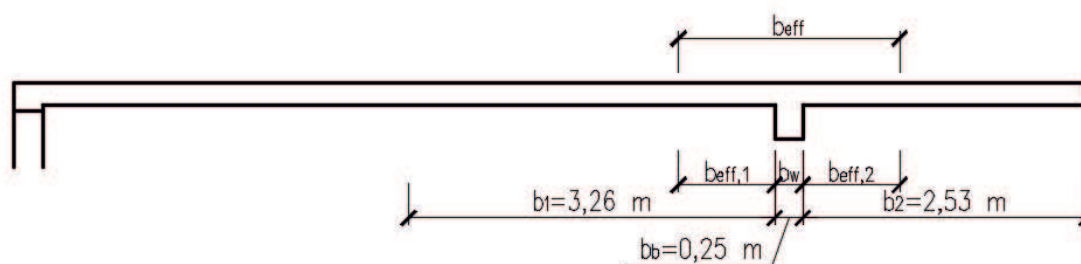
$$A_{sh} = A_{sh,1} + A_{sh,2} = 226,19 + 226,19 = 452,39\text{ mm}^2 \quad (6.43)$$

Tab. 6.15 Návrh plochy ohybové výztuže pro průvlaky PR1 – PR7

Průvlak	Dolní výztuž	Plocha A_{sd} [mm ²]	Horní výztuž	Plocha A_{sh} [mm ²]
PR1	2x ϕ 10 mm	157,08	2x ϕ 12 mm	157,08
	2x ϕ 12 mm		2x ϕ 12 mm	
PR2	4x ϕ 20 mm	1482,83	2x ϕ 12 mm	452,39
	2x ϕ 12 mm		2x ϕ 12 mm	
PR3	3x ϕ 16 mm	829,38	2x ϕ 12 mm	452,39
	2x ϕ 12 mm		2x ϕ 12 mm	
PR4	5x ϕ 16 mm	1005,31	3x ϕ 14 mm	461,81
	-		-	
PR5	2x ϕ 12 mm	226,19	2x ϕ 12 mm	226,19
	-		-	
PR6	2x ϕ 6 mm	282,74	2x ϕ 12 mm	452,39
	2x ϕ 12 mm		2x ϕ 12 mm	
PR7	3x ϕ 14 mm	461,81	2x ϕ 12 mm	226,19
	-		-	

6.3.3 Posouzení průvlaku PR2 na MSÚ - ohyb

V této kapitole je posouzen průvlak PR2 namáhaný momentem $M_{y,2}^+ = 246,3$ kNm. Horní výztuž je posouzena na $0,25 \cdot M_{y,2}^+$, protože se jedná o částečné vetknutí. Průvlak spolupůsobí v tlačené oblasti průřezu spolu se stropní konstrukcí. Nosník je dlouhý 4,278 m, široký 0,25 m, vysoký 0,5 m. Výška věnce činí $h_t = 0,25$ m. Pro posouzení spodní výztuže je uvažován nosník prostě podepřený. Spolupůsobící šířka desky viz obr. 6.1.



Obr. 6.1 Spolupůsobící šířka desky

Výpočet efektivní šířky b_{eff} je následující:

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 3,44 + 0,1 \cdot 4,278 = 1,12 \text{ m} > 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 4,278 = 0,86 \text{ m}$$

$$\rightarrow b_{eff,1} = \mathbf{0,86 \text{ m}} \quad (6.44)$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot b_2 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 2,58 + 0,1 \cdot 4,278 = 0,94 \text{ m} > 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 4,278 = 0,86 \text{ m}$$

$$\rightarrow b_{eff,2} = \mathbf{0,86 \text{ m}} \quad (6.45)$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_b + b_{eff,2} = 0,86 + 0,25 + 0,86 = \mathbf{1,96 \text{ m}} \quad (6.46)$$

Dolní výztuž:

Síla navržené spodní výztuže a síla výztuže věnce jsou určeny vztahem:

$$F_{s,1} = A_{sd,1} \cdot f_{yd} = 1256,64 \cdot 10^{-6} \cdot 478,26 \cdot 10^3 = 601 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$F_{s,2} = A_{sd,2} \cdot f_{yd} = 226,19 \cdot 10^{-6} \cdot 478,26 \cdot 10^3 = 108,18 \text{ kN} \quad (6.48)$$

$$F_s = F_{s,1} + F_{s,2} = 601 + 108,18 = 709,18 \text{ kN} \quad (6.49)$$

Výška tlačené oblasti se vypočte následovně:

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{601 + 108,18}{0,8 \cdot 1,96 \cdot 16,67 \cdot 10^3} = 0,0271 \text{ m} \quad (6.50)$$

Účinné výšky průřezu pro výztuže v rozdílných výškových úrovních a následně účinná výška průřezu jako vzdálenost těžiště tažených výztuží od tlačeného okraje jsou stanoveny:

$$d_1 = h_b - c_s - \frac{\phi_{s,1}}{2} = 0,5 - 0,036 - \frac{0,02}{2} = 0,454 \text{ m} \quad (6.51)$$

$$d_2 = h_r - c_s - \frac{\phi_{s,2}}{2} = 0,25 - 0,036 - \frac{0,012}{2} = 0,208 \text{ m} \quad (6.52)$$

$$d = \frac{d_1 \cdot A_{sd,1} + d_2 \cdot A_{sd,2}}{A_{sd}} = \frac{0,454 \cdot 1256,64 + 0,208 \cdot 226,19}{1482,83} = 0,416 \text{ m} \quad (6.53)$$

Nakonec se vypočte moment únosnosti průřezu:

$$M_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 709,18 \cdot (0,416 - 0,4 \cdot 0,0271) = \mathbf{287,66 \text{ kNm}} \quad (6.54)$$

Tab. 6.16 Posudek spodní ohybové výztuže průvlaku PR2

Návrhový moment $M_{Ed}(=M_{y,2}^+)$	246,3	kNm
Moment únosnosti průřezu M_{Rd}	287,66	kNm
$M_{Rd} \geq M_{Ed}$	VYHOVUJE	
$287,66 \text{ kNm} \geq 246,3 \text{ kNm}$		

Horní výztuž:

Návrhový záporný moment je vypočten:

$$M_{y,2}^- = 0,25 \cdot M_{y,2}^+ = 0,25 \cdot 246,3 = \mathbf{61,6 \text{ kNm}} \quad (6.55)$$

Dále je postup obdobný jako u spodní výztuže:

$$F_{s,1} = F_{s,2} = A_{sh,1} \cdot f_{yd} = 339,29 \cdot 10^{-6} \cdot 478,26 \cdot 10^3 = 108,18 \text{ kN} \quad (6.56)$$

$$F_s = F_{s,1} + F_{s,2} = 108,18 + 108,18 = 216,36 \text{ kN} \quad (6.57)$$

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b_b \cdot f_{cd}} = \frac{162,27 + 162,27}{0,8 \cdot 0,25 \cdot 16,67 \cdot 10^3} = 0,0325 \text{ m} \quad (6.58)$$

$$d_1 = h_b - (h_{desky} - c_{desky} - 2 \cdot \phi_{desky} - h_{dist}) - \phi_{st} - \frac{\phi_{s,1}}{2}$$

$$= 0,5 - (0,2 - 0,025 - 2 \cdot 0,008 - 0,110 - \frac{0,012}{2}) = 0,439 \text{ m} \quad (6.59)$$

$$d_2 = h_r + c_{sd} + \frac{\phi_{s,2}}{2} = 0,25 + 0,036 + \frac{0,012}{2} = 0,292 \text{ m} \quad (6.60)$$

$$d = \frac{d_1 \cdot A_{sh,1} + d_2 \cdot A_{sh,2}}{A_{sh}} = \frac{0,439 \cdot 226,19 + 0,292 \cdot 226,19}{452,39} = 0,366 \text{ m} \quad (6.61)$$

$$M_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 216,36 \cdot (0,366 - 0,4 \cdot 0,0325) = \mathbf{77,35 \text{ kNm}} \quad (6.62)$$

Tab. 6.17 Posudek horní ohybové výztuže průvlaku PR2

Návrhový moment $M_{Ed}(=M_{y,2}^-)$	61,58	kNm
Moment únosnosti průřezu M_{Rd}	77,35	kNm
$M_{Rd} \geq M_{Ed}$	VYHOVUJE	
$77,35 \text{ kNm} \geq 61,58 \text{ kNm}$		

Další průvlaky jsou posouzeny stejně dle vztahů (6.44) až (6.62) a jsou k dispozici v příslušných tabulkách v příloze C.

6.3.4 Konstrukční zásady ohybové výztuže

Konstrukční zásady navržené výztuže vyhovují pro každý průvlak. Pro názornost je předložena kontrola výztuže u dolního líce průvlaku PR2.

$$A_{s,min} = \max \left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_b \cdot d; 0,0013 \cdot b_b \cdot d \right)$$

$$= \max \left(0,26 \cdot \frac{2,6}{550} \cdot 250 \cdot 416; 0,0013 \cdot 250 \cdot 416 \right) = 135,4 \text{ mm}^2 \quad (6.63)$$

$$A_{s,max} = 0,4 \cdot b_b \cdot h_b = 0,4 \cdot 250 \cdot 500 = 5000 \text{ mm}^2 \quad (6.64)$$

Tab. 6.18 Ověření plochy dolní výztuže průvlaku PR2

Plocha hlavní tahové výztuže A_{sd}	1482,8	mm ²
Minimální plocha hlavní tahové výztuže $A_{s,min}$	135,4	mm ²
Maximální plocha hlavní tahové výztuže $A_{s,max}$	5000	mm ²
$A_{s,min} \leq A_{sd} \leq A_{s,max}$	VYHOVUJE	
$135,4 \text{ mm}^2 \leq 1482,8 \text{ mm}^2 \leq 5000 \text{ mm}^2$		

Dále je ověřena tlačená výška v betonovém průřezu:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0271}{0,416} = 0,065 \quad (6.65)$$

$$\xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 478,26} = 0,594 \quad (6.66)$$

Tab. 6.19 Ověření tlačené výšky průřezu

Poměr výšky tlačené oblasti a účinné výšky ξ	0,065	-
Mezní poměr výšky tlačené oblasti a účinné výšky ξ_{bal}	0,594	-
$\xi < \xi_{bal}$	VYHOVUJE	
$0,065 < 0,594$		

Maximální průměr zrn kameniva $d_g=16$ mm. Dle EC2 $k_1=1$, $k_2=5$ mm. Světla vzdálenost podélných prutů výztuže a jejich minimální světla vzdálenost jsou dány vztahy:

$$s = \frac{b_b - 2 \cdot c_{st} - 2 \cdot \phi_{st} - n \cdot \phi_s}{n - 1} = \frac{250 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 6 - 4 \cdot 20}{4 - 1} = 32,7 \text{ mm} \quad (6.67)$$

$$s_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20 \text{ mm}) = \max(1 \cdot 10; 16 + 5; 20) = 21 \text{ mm} \quad (6.68)$$

Tab. 6.20 **Ověření světlé vzdálenosti hlavní výztuže**

Světlá vzdálenost prutů s	32,7	mm
Minimální světlá vzdálenost hlavní výztuže s_{\min}	21	mm
$s > s_{\min}$	VYHOVUJE	
$32,7 \text{ mm} > 21 \text{ mm}$		

Osová vzdálenost podélných prutů výztuže a jejich maximální osová vzdálenost je:

$$S_s = \frac{b_b - 2 \cdot c_{st} - 2 \cdot \phi_{st} - \phi_s}{n - 1} = \frac{250 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 6 - 20}{4 - 1} = 52,7 \text{ mm} \quad (6.69)$$

$$S_{\max} = \min(2 \cdot h_b; 250 \text{ mm}) = \max(2 \cdot 500; 250) = 250 \text{ mm} \quad (6.70)$$

Tab. 6.21 **Ověření osově vzdálenosti hlavní výztuže**

Osová vzdálenost prutů S_s	52,7	mm
Maximální osová vzdálenost hlavní výztuže S_{\max}	250	mm
$S_s < S_{\max}$	VYHOVUJE	
$52,7 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$		

Kotevní délka spodní ohybové výztuže **$\phi 10 \text{ mm}$** pro průvlak **PR1** by měla být protažena za líc podpory minimálně **$l_{b,\min}=140 \text{ mm}$** . Dolní ohybová výztuž **$\phi 20 \text{ mm}$** pro průvlak **PR2** musí být řádně zakotvena na minimální kotevní délku **$l_{b,\min}=270 \text{ mm}$** .

6.3.5 Návrh smykové výztuže pro průvlak PR2

Prezentován je návrh smykové výztuže průvlaku PR2. Nejprve je železobetonový prvek posouzen bez smykové výztuže. Do výpočtu je zahrnuta plocha podélných prutů $A_{sl}=A_{sh,1}=452,39 \text{ mm}^2$. Součinitel $C_{Rd,c}$ dle doporučení uvedeného v EN 1992-1-1 je dán:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (6.71)$$

Únosnost průvlaku bez smykového vyztužení namáhaném ohybem je vypočtena:

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{200}{0,366} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,74 \leq 2,0 \rightarrow \text{OK} \quad (6.72)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_b \cdot d} = \frac{452,39}{250 \cdot 366} = 0,0050 \leq 0,02 \rightarrow \text{OK} \quad (6.73)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l)^{\frac{1}{3}} \cdot b_b \cdot d = \left(0,12 \cdot 1,74 \cdot (100 \cdot 0,0050)^{\frac{1}{3}} \cdot 250 \cdot 366 \right) \cdot 10^{-3}$$

$$= 44,13 \text{ kN} \quad (6.74)$$

Minimální ekvivalentní smyková pevnost betonového prvku je dána vztahem:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,74^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,402 \text{ MPa} \quad (6.75)$$

Podmínka minimální únosnosti betonového prvku je splněna.

$$V_{Rd,c} \geq v_{\min} \cdot b_b \cdot d$$

$$44,40 \text{ kN} \geq (0,402 \cdot 250 \cdot 366) \cdot 10^{-3} = 36,69 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = \mathbf{44,13 \text{ kN}} \quad (6.76)$$

Pro posouzení ŽB průvlaku bez smykové výztuže a pro posudek navržených smykových třmínků se uvažuje redukovaná návrhová posouvající síla v místě $a/2 + d$ od teoretické podpory.

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - (0,5 \cdot a + d) \cdot (g_{b2,d} + g_{b3,d})$$

$$= 224,2 - (0,5 \cdot 0,25 + 0,366) \cdot (96,22 + 17,23) = \mathbf{172,78 \text{ kN}} \quad (6.77)$$

Tab. 6.22 Posudek průvlaku PR2 bez smykové výztuže

$V_{Rd,c} \leq V_{Ed,red}$
$44,13 \text{ kN} \leq 172,78 \text{ kN}$
JE TŘEBA NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ

Je zvolen dvojstřížný třmínek o průměru 6 mm a pro něj je spočtena plocha:

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{sw}}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 6}{4} = 56,55 \text{ mm}^2 \quad (6.78)$$

Pro návrh osové vzdálenosti třmínků v podélném směru rozhoduje jejich návrhová únosnost. Úhel tlačných diagonál $\theta = 45^\circ \rightarrow \cot \theta = 1,0$. Ze vztahu (6.81) je odvozena požadovaná osová vzdálenost svislých třmínků při $V_{Rd,s} = V_{Ed,red}$.

$$s_{l,req} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta}{V_{Ed,red}} = \frac{56,55 \cdot 478,26 \cdot 0,9 \cdot 371 \cdot 1,0}{172,25 \cdot 10^3} = 51 \text{ mm} \quad (6.79)$$

Pro průvlak PR2 jsou tedy navrženy po celé jeho délce dvojstřížné třmínky **$\phi 6 \text{ mm}$** s osovou vzdáleností v podélném směru $s_l = \mathbf{50 \text{ mm}}$.

Tab. 6.23 Výsledné navržené třmínky pro průvlaky PR1 – PR7

Průvlak	Počet stříhů	Profil třmínků	Osová vzdálenost s_l
PR1	dvojstřížný	$\phi 6$ mm	175 mm
PR2	dvojstřížný	$\phi 6$ mm	50 mm
PR3	dvojstřížný	$\phi 6$ mm	115 mm
PR4	dvojstřížný	$\phi 6$ mm	125 mm
PR5	trojstřížný	$\phi 6$ mm	140 mm
PR6	dvojstřížný	$\phi 6$ mm	270 mm
PR7	dvojstřížný	$\phi 6$ mm	170 mm

U průvlaku PR1 dojde ke zhuštění třmínků v podélném směru z osové vzdálenosti **175 mm** na **90 mm** pro pokrytí krouticího momentu.

6.3.6 Posouzení průvlaků PR2 na MSÚ - smyk

Smyková únosnost svislých třmínků je dána vztahem (6.80):

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54 \quad (6.80)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta}{s_l} = \frac{156,55 \cdot 478,26 \cdot (366 - 0,4 \cdot 32,5) \cdot 1,0}{50} = 190,68 \text{ kN} \quad (6.81)$$

Tab. 6.24 Posudek únosnosti svislých třmínků průvlaku PR2

Redukovaná posouvající síla $V_{Ed,red}$	172,78	kN
Smyková únosnost svislých třmínků $V_{Rd,s}$	190,68	kN
$V_{Ed,red} \leq V_{Rd,s}$	VYHOVUJE	
$172,78 \text{ kN} \leq 190,68 \text{ kN}$		

Pro posouzení únosnosti tlakových diagonál se uvažuje neredukovaná posouvající síla. Rameno vnitřních sil v průřezu lze zavést hodnotou $z=0,9 \cdot d$.

$$V_{Rd,max} = \nu \cdot f_{cd} \cdot b_b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{(1 + \cot^2 \theta)} = \left(0,54 \cdot 16,67 \cdot 250 \cdot 0,9 \cdot 366 \cdot \frac{1,0}{(1 + 1,0^2)} \right) \cdot 10^{-3} = 370,07 \text{ kN} \quad (6.82)$$

Tab. 6.25 Posudek únosnosti tlakových diagonál průvlaku PR2

Návrhová posouvající síla V_{Ed}	224,20	kN
Minimální únosnost tlakových diagonál $V_{Rd,max}$	370,07	kN
$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$	VYHOVUJE	
$224,20 \text{ kN} \leq 370,07 \text{ kN}$		

Posouzení ostatních průvlaků je dle vzorců (6.71) až (6.82) znázorněno v příloze D. U návrhu osově vzdálenosti třmínků v podélném směru je třeba zohlednit konstrukční zásady.

6.3.7 Konstrukční zásady smykové výztuže

Konstrukční zásady jsou splněny pro všechny průvlaky. Mezní osová vzdálenost větvi třmínku pro konstrukční prvek PR5 byla překročena. Navržen je pro něj z toho důvodu trojštížný třmínek. U všech průvlaků musí být alespoň dva třmínky zavedeny za líc podpory. Zde je věnována pozornost průvlaku PR2. Stupeň smykového vyztužení tohoto prvku je:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_b \cdot s_l} = \frac{56,55}{250 \cdot 50} = 0,00452 \quad (6.83)$$

Minimální hodnota je dána vztahem:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{550} = 0,00073 \quad (6.84)$$

Tab. 6.26 Ověření stupně smykového vyztužení (průvlak PR2)

Stupeň smykového vyztužení ρ_w	0,00452	-
Minimální stupeň smykového vyztužení $\rho_{w,min}$	0,00073	-
$\rho_w \geq \rho_{w,min}$	VYHOVUJE	
$0,00452 \geq 0,00073$		

Dále je ověřeno, zda třmínky nepřesáhly maximální osovou vzdálenost v podélném směru. Pro průvlak PR2 je stanovena hodnota $s_l=50$ mm.

$$s_{l,max} = \min(0,75 \cdot d; 400 \text{ mm}) = \min(0,75 \cdot 371; 400) = 274 \text{ mm} \quad (6.85)$$

Tab. 6.27 Ověření osově vzdálenosti třmínků v podélném směru (průvlak PR2)

Osová vzdálenost třmínků s_l	50	mm
Maximální osová vzdálenost třmínků $s_{l,max}$	274	mm
$s_l \leq s_{l,max}$	VYHOVUJE	
$50 \text{ mm} \leq 274 \text{ mm}$		

Vzdálenost mezi větvemi navrženého třmínku a její maximální omezení je stanoveno:

$$s_t = b_b - 2 \cdot c_s - \phi_{sw} = 250 - 2 \cdot 36 - 6 = 172 \text{ mm} \quad (6.86)$$

$$s_{t,max} = \min(0,75 \cdot d; 600 \text{ mm}) = \min(0,75 \cdot 371; 600) = 274 \text{ mm} \quad (6.87)$$

Tab. 6.28 **Ověření osová vzdálenosti větví třmínků v příčném směru (průvlak PR2)**

Příčná osová vzdálenost větví třmínku s_t	172	mm
Maximální příčná osová vzdálenost větví třmínku $s_{t,max}$	274	mm
$s_t \leq s_{t,max}$	VYHOVUJE	
$172 \text{ mm} \leq 274 \text{ mm}$		

6.3.8 Posouzení průvlaku PR2 na MSP

Konstrukce se nachází ve stupni vlivu prostředí XC1, proto není klíčový výpočet omezení napětí v betonu. Toto posouzení tedy není provedeno. Napětí ve výztuži a šířka trhliny jsou pro všechny nosníky **vyhovující**. V této podkapitole je ověřeno, zda průvlak PR2 splňuje podmínku ohybové štíhlosti. Pokud ano, není třeba počítat přetvoření a nosník samozřejmě limitní průhyb nepřekročí. Kontroly ohybové štíhlosti k dalším průvlakům jsou uvedeny v příloze F. Pro ověření je využito literatury [6].

Plocha tahové výztuže v extrémně namáhaném průřezu $A_{s,prov}=1482,8 \text{ mm}^2$. Potřebná plocha výztuže k přenesení extrémního momentu $A_{s,req}=1373,9 \text{ mm}^2$. Stupeň vyztužení extrémně namáhaného průřezu tahovou výztuží je určen vztahy:

$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{b_b \cdot d} = \frac{1482,8}{250 \cdot 416} = 0,0142 \quad (6.88)$$

Pro určení štíhlosti se konzervativně uvažuje stupeň vyztužení tlakovou výztuží $\rho'=0$. Je určen referenční stupeň vyztužení dle charakteristické pevnosti betonu v tlaku:

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{25} = 0,0050 \quad (6.89)$$

Součinitelé pro výpočet vymezení štíhlosti jsou $K=1,0$ (prostě podepřený nosník), $\kappa_{c1}=1,0$ (normální průřez), $\kappa_{c2}=1,0$ (délka nosníku $l_b < 7 \text{ m}$),

$$\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = \frac{500}{550} \cdot \frac{1482,8}{1373,9} = 0,98 \quad (6.90)$$

Vzhledem k tomu, že $\rho > \rho_0$, platí následující vztah k určení $\lambda_{d,tab}$:

$$\lambda_{d,tab} = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho'}{\rho_0} \right]$$

$$= 1,0 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,0050}{0,0142} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{25} \right] = 13,63 \quad (6.91)$$

Nakonec jsou pro průvlak PR2 stanoveny ohybová štíhlost a vymežující ohybová štíhlost.

$$\frac{l_b}{d} = \frac{4278}{416} = 10,27 \quad (6.92)$$

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,98 \cdot 13,63 = 13,38 \quad (6.93)$$

Tab. 6.29 Kontrola ohybové štíhlosti pro průvlak PR2

Poměr l/d :	10,27	-
Vymežující ohybová štíhlost λ_d :	13,38	-
$l_b/d \leq \lambda_d$	VYHOVUJE	
$10,27 \leq 13,38$		

Ohybová štíhlost nepřekračuje štíhlost limitní. Ostatní průvlaky také splňují podmínku

$\frac{l_b}{d} \leq \lambda_d \rightarrow$ není třeba provádět výpočet přetvoření, **průhyb vyhovuje** pro všechny průvlaky.

7 Závěr

V rámci této práce byl proveden statický posudek vybraných prvků ŽB nosné konstrukce rodinného domu.

V první části byla rozebrána veškerá zatížení a jednotlivé výsledky byly zpracovány do tabulek.

Ve druhé části pak byla provedena analýza konstrukce stropu na MKP modelu [8] a u jednoduchých konstrukcí pomocí ručního výpočtu z podmínek rovnováhy. Vnitřní síly na stropní desce byly řádově ověřeny pomocí ručního výpočtu na zjednodušeném půdorysném tvaru.

Na vypočtené vnitřní síly u vybraných prvků byla navržena a posouzena nosná i konstrukční výztuž na MSÚ a MSP. U desky byl proveden podrobný výpočet průhybu, zatímco u jednotlivých průvlaků stačilo ověřit ohybovou štíhlost. Omezení napětí a stanovení

šířky trhliny nebylo nutné počítat. Následně byly ověřeny konstrukční zásady. Veškeré navržené dimenze výztuže jsou zobrazeny ve výkresové dokumentaci, kde je řešena hlavně deska a vybrané průvlaky PR1 – PR7.

8 Seznam použitých pramenů

Normy:

- [1] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, Březen 2004.
- [2] ČSN EN 1991-1-1: *Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení budov*. Praha: Český normalizační institut, Březen 2004.
- [3] ČSN EN 1991-1-3: *Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-3: Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, Červen 2013.
- [4] ČSN EN 1991-1-4: *Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-4: Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, Duben 2013.
- [5] ČSN EN 1992-1-1: *Navrhování betonových konstrukcí – Obecně – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní a inženýrské stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

Publikace:

- [6] PROCHÁZKA, J, A. KOHOUTKOVÁ a J. VAŠKOVÁ. *Příklady navrhování betonových konstrukcí 1*. první vyd. Praha: ČVUT, 2007, 145 s. ISBN 978-80-01-03675-4.
- [7] PROCHÁZKA, J., P. ŠTĚPÁNEK, J. KRÁTKÝ, J. VAŠKOVÁ, A. KOHOUTKOVÁ a J. VAŠKOVÁ. *Navrhování betonových konstrukcí 1*. třetí vyd. Praha: ČBS Servis, s.r.o., 2007, 316 s. ISBN 978-80-903807-5-2.

Programy:

- [8] *SCIA Engineer 15.2*. Komerční software. [on-line]. <<http://2015.scia-engineer.com/index.html>>. Nemetschek AG, München, Německo, 2014